

DISEÑO ASISTIDO DEL SISTEMA DE SUMIDEROS DE UNA POBLACIÓN

Ignasi Fernández Pérez



Agradecimientos

A Manuel Gómez, mi tutor, por la ayuda y tiempo prestado que me ha dedicado siempre que lo he necesitado.

A mis amigos de la Universidad, que me han acompañado a lo largo de todos estos años, hasta el final. Y también a Jacobo que nos dejó antes de tiempo.

A mi familia, que sin pausa me han intentado siempre hacer el camino más fácil.

Resumen

Título: Diseño asistido del sistema de sumideros de una población

Autor: Ignasi Fernández Pérez

Tutor: Manuel Gómez Valentín

Debido al fuerte impacto urbanizador producido en los últimos años sobre las cuencas urbanas y la modificación de la respuesta de las mismas bajo un episodio de lluvia, nos encontramos ante la necesidad de dimensionar las redes de drenaje bajo unos criterios totalmente diferentes que hasta ahora. Criterios que incluyen una nueva formulación más exhaustiva basada en modelos físicos utilizados en este trabajo, que permite la utilización de la topografía a unos niveles más exhaustivos que hasta ahora.

Asumiendo que nuestra red de drenaje esta constituida mediante un flujo dual, parte del flujo discurre por los conductos enterrados y parte por la superficie de la cuenca, o dicho de otra manera por las calles de la ciudad, nos encontramos ante la necesidad de establecer unos límites sobre el flujo superficial, para que este no discurra descontrolado por la superficie.

Estos criterios, así mismo han de responder no tan solo a necesidades económicas sino que también han de dar respuesta en materia de riesgo sobre los ciudadanos. Por ello se definen unos criterios de riesgo, relacionados con los parámetros que caracterizan al flujo superficial que nos permitirán garantizar siempre la seguridad de un peatón circulando por las calles durante un episodio de lluvia.

Estos criterios vienen caracterizados por dos parámetros esenciales del flujo superficial, que son, el calado y , y la velocidad v . entonces podemos definir cuatro criterios que nos determinarán en cada caso concreto de geometría y lluvia, el caudal máximo que puede circular sobre nuestras calles, el caudal límite.

Estos criterios son:

- Calado máximo, y
- Velocidad de circulación máxima, v
- Criterio de vuelco, $v \cdot y$
- Criterio de deslizamiento, $v^2 \cdot y$

Pero una vez establecidos dichos criterios hay que tener en cuenta como se regula este flujo superficial, para mantenerlo por debajo de los valores admisibles. Y es entonces donde entran en juego los elementos de captación superficial: los imbornales.

La separación de estos elementos dentro la red es muy importante para un buen funcionamiento de la misma, y se convierten en un elemento trascendental para la regulación del flujo superficial. Por ello, ya que el diseño de estos elementos por partes de los fabricantes solo responde a criterios de estética e integración urbana se realiza un análisis de la formulación propuesta por la UPC, para la determinación del comportamiento hidráulico de los mismos, y así poder implementarla a la hora de decidir que tipo de imbornal utilizar.

Como parte principal de este trabajo se desarrolla una herramienta que sea capaz de agrupar todos estos elementos anteriormente citados y nos permita, en función de una

lluvia de proyecto, una geometría de calle concreta y unos criterios de riesgo introducidos por el usuario, obtener el espaciamiento de los imbornales máximo para cumplir con el caudal límite.

Este cálculo se realiza, de una manera rápida y precisa, mediante la aplicación de la formulación Onda Cinemática que resulta de una simplificación de las ecuaciones de Saint-Venant, que permiten describir perfectamente el movimiento de un fluido.

Además también se contrasta la herramienta generada con la herramienta más comúnmente utilizada en España para este efecto, HEC-HMS, validando los resultados de forma satisfactoria.

Palabras clave: Hidrología Urbana, imbornal, onda cinemática, criterios de riesgo, flujo dual.

Abstract:

Título: Diseño asistido del sistema de sumideros de una población

Autor: Ignasi Fernandez Perez

Tutor: Manuel Gómez Valentín

Due to the large impact of urbanization of the last years on the urban watersheds, and the modification of their response under rain episodes, we face the need of dimensionalising the drainage networks under a complete different criteria. These criteria include a new formulation, more exhaustive, based on the physical models used in this project, which allow a more exhaustive use of topography than before.

Assuming that our drainage network is formed using a dual flow, we have that part of the flow flows in the buried conduits and the other part on the watershed surface, or said with other words, on the city streets. So we face the need of establishing a threshold for the amount of superficial flow, in order to avoid having an uncontrolled flow on the surface.

These criteria, not only have to respond to economical needs but they have to give a response to the citizens in terms of risk as well. Due to this fact, some risk criteria are defined, related to the parameters which characterise the superficial flow, which will allow us to guarantee the security of a pedestrian on the streets of a city under the rain.

Two essential parameters of the superficial flow are used to characterise these criteria: the water depth y and the velocity v . With these parameters it is possible to define four criteria that will allow us to determine, for each type of geometry and rain, the maximum amount of water that can flow on our streets, the threshold amount.

These criteria are:

- maximum water depth, y
- maximum rate velocity, v
- Overturn stability criterion, $v \cdot y$
- slide stability criterion, $v^2 \cdot y$

Once these criteria have been established, we have to take into account how this superficial flow is regulated, in order to keep it under the admissible levels. Here is where the superficial capturing elements start playing their role: the inlet.

The separation of these elements inside the network is very important in order to have a well functioning network, and they become transcendental elements for the regulation of the superficial flow. Due to the fact that the design of these elements by the producers only answers aesthetic and urban integrability criteria, an analysis of the formulation proposed by the UPC to determine the hydraulic behaviour of these elements is done, so we will be able to implement this formulation when we have to decide which inlet to use.

As the main part of this dissertation, a tool that is able to bring together all these elements explained above is developed, and this tool will allow us, depending on the rain project, particular geometry of the streets and the risk criteria given by the user as inputs, to obtain the maximum distance between the inlet in order not to go beyond the limit level of flow.

This computation is done quickly and precisely using the application of the Kinematic Wave formulation which is derived of a simplification of the Saint-Venant equations, which allow us to describe the movement of a flow perfectly.

As a part of this project, we compare as well this tool developed with the most used tool in Spain for this effect, HEC-HMS, validating the results satisfactorily.

Key words: Urban hydrology, inlet, kinematic wave, dual flow, risk criteria.



Índice

1. Introducción y objetivos	5
1.1 Introducción.....	5
1.2 Objetivos.....	7
2. Conceptos generales de Hidrología Urbana	11
2.1 Introducción. Captación de escorrentía. Problemática general del drenaje de aguas pluviales en zonas urbanas	11
2.2 Lluvia y pérdidas de precipitación.....	13
2.2.1 Procesos hidrológicos en zona urbana.....	14
2.2.2 Tormenta de proyecto	18
2.3 Procesos hidrológicos en medio urbano	19
2.4 Transformación lluvia – caudal en calles y acera	24
2.5 Propagación de caudales en calles	31
2.5.1 Esquema lineal.....	33
2.5.2 Esquema no lineal	35
3. Captación de escorrentía: sumideros y rejas. Hidráulica de captaciones	37
3.1 Tipología de sumideros habituales	37
3.2 Hidráulica de la captación mediante sumideros	39
3.2.1 Capacidad de captación de sumideros por FLUMEN-UPC	40
4. Criterios de riesgo asociados al flujo en las calles.....	45
4.1 Flujo dual, criterio de diseño: caudal captado por sumideros y caudal circulante en calles	45
4.2 Flujo en calles en tiempo de lluvia	46
4.3 Parámetros hidráulicos del flujo. Criterios de valores límites. Ejemplos	48
4.3.1 Criterios basados en el calado máximo.....	48
4.3.2 Criterio de velocidad máxima	50
4.3.3 Criterio de la estabilidad al deslizamiento	50
4.3.4 Estabilidad al vuelco	52
4.4 Resumen y conclusiones	53
5. Alternativas actuales para el cálculo de separación de imbornales	55



5.1	HEC-HMS, ventajas e inconvenientes	57
5.2	SWMM, ventajas e inconvenientes	62
6.	Herramienta desarrollada en la tesina - ventajas e inconvenientes.....	65
6.1	Objetivos de desarrollo y de ayuda a la toma de decisiones sobre la separación entre sumideros	65
6.1.1	Validación de la herramienta propuesta.....	65
6.2	Diagrama de flujo del programa. Datos de partida. Metodología de cálculo. Resultados obtenidos	70
6.3	Aplicación a diferentes casos de estudio de la herramienta propuesta ...	81
6.3.1	Variación de las pendientes longitudinales	81
6.3.2	Variación del factor de colmatación.....	82
6.3.3	Variación de los criterios de riesgo	83
6.3.4	Variación del periodo de retorno	84
7.	Conclusiones.....	87
8.	Anejo: Curvas de estabilización para cada situación de análisis y modelo de reja	91
8.1	Variación de la pendiente longitudinal.....	91
8.1.1	Modelo R-121	91
8.1.2	Modelo IMPU	93
8.1.3	Modelo E-25	95
8.1.4	Modelo Ebro.....	97
8.1.5	Modelo Ebro ventana lateral	99
8.1.6	Ventana lateral.....	101
8.1.7	Reja interceptora.....	103
8.1.8	Doble interceptora	105
8.1.9	Tabla resumen.....	106
8.2	Variación del factor de colmatación.....	107
8.2.1	Modelo R-121	107
8.2.2	Modelo IMPU	109
8.2.3	Modelo E-25	111
8.2.4	Modelo Ebro.....	113
8.2.5	Modelo Ebro ventana lateral	115



8.2.6 Ventana lateral.....	117
8.2.7 Reja interceptora.....	119
8.2.8 Doble interceptora.....	121
8.2.9 Tabla resumen.....	122
8.3 Variación de los criterios de riesgo	123
8.3.1 Modelo R-121	123
8.3.2 Modelo IMPU	125
8.3.3 Modelo E-25	127
8.3.4 Modelo Ebro.....	129
8.3.5 Modelo Ebro ventana lateral	131
8.3.6 Ventana lateral.....	132
8.3.7 Reja interceptora.....	134
8.3.8 Doble interceptora	136
8.3.9 Tabla resumen.....	137
8.4 Variación del periodo de retorno	138
8.4.1 Modelo R-121	138
8.4.2 Modelo IMPU	140
8.4.3 Modelo E-25	142
8.4.4 Modelo Ebro.....	144
8.4.5 Modelo Ebro ventana lateral	146
8.4.6 Ventana lateral.....	148
8.4.7 Reja interceptora.....	150
8.4.8 Doble interceptora	152
8.4.9 Tabla resumen.....	153





1. **Introducción y objetivos**

1.1 **Introducción**

A raíz del desarrollo urbano producido en las ciudades consecuencia del proceso de industrialización, la morfología de las cuencas se ve enormemente alterada. Dicho proceso urbanizador también pone rápidamente en evidencia las carencias existentes en el sistema de drenaje urbano de las ciudades. Un aumento importante de las inundaciones, sumado a un nuevo uso de las mismas redes para el transporte de sedimentos, además de una nueva visión en política medioambiental pone en evidencia la necesidad de adaptar la metodología usada en el cálculo de estas redes, dando lugar a una nueva disciplina llamada Hidrología Urbana. A partir de aquí se establecen nuevos mecanismos y nuevas tendencias en la metodología a usar en cuanto al diseño de redes de drenaje urbano, aplicando y desarrollando nuevos modelos que se ajusten más al comportamiento del flujo en las cuencas urbanas.

Este efecto urbanizador lleva inherentemente asociado un fuerte impacto de los efectos de un periodo de lluvia sobre la cuenca urbana. Los procesos de lluvia intensos y cortos, inevitablemente provocan en un breve espacio de tiempo un volumen de agua mayor y un caudal punta también mayor que se deberán transportar mediante la red de drenaje urbano.

Se presenta entonces la necesidad de dimensionar nuestra red bajo unos criterios completamente diferentes de los utilizados hasta entonces. Los cauces de los ríos de manera natural transportan el agua mientras que en las cuencas urbanas ese transporte se ha de realizar mediante conductos enterrados bajo las calles que conforman la ciudad, para así evitar inundaciones y permitir el curso de las actividades socio-económicas que se desarrollan en ésta.

Esta diferencia de concepción obliga a desarrollar elementos capaces de captar la escorrentía generada por estos episodios de lluvia e introducirla en la red retirándola de las calles. Estos elementos superficiales llamados sumideros o imbornales son los encargados en la actualidad de desarrollar esta crucial tarea. Es muy importante, pues, estudiar con detalle cómo se lleva a cabo este proceso de captación, así como conocer de forma exhaustiva el comportamiento de estos elementos a todos los niveles, los diseños de los cuales actualmente no responden a criterios hidráulicos, sino más bien a criterios estructurales y de diseño.

Los estudios enfocados en la concreción hidráulica de estos elementos generalmente se han llevado a cabo por países como Estados Unidos, pero aquí, en la Escuela de Caminos de la Universidad Politécnica de Catalunya, se han

desarrollado estudios que han permitido dar respuesta a estas necesidades mediante formulaciones empíricas extraídas de los mismos y que nos permiten conocer mucho mejor el funcionamiento de estos elementos.

Por otra parte, el hecho de que no es posible captar el 100 % de la escorrentía generada en un episodio de lluvia de determinada importancia por los imbornales, y que el coste de la red de drenaje dimensionada para el 100 % de escorrentía sería excesivamente cara, aparece como un elemento importante de proyecto y de diseño, el flujo dual, donde se establecen dos niveles de red de drenaje, uno superficial y uno subterráneo que definen ambos el conjunto de la red. Esta nueva concepción de red de drenaje exige establecer el número necesario y correcto de estos elementos de captación, que serán los encargados de regular el caudal superficial de la red de drenaje.

Pero hay que determinar, entonces, unos criterios que vayan más allá de los criterios económicos establecidos y que pongan una cota superior a este flujo superficial, evitando que este circule sobre la superficie de la ciudad descontroladamente. Estos criterios encargados de regular dicho flujo los podemos definir como **criterios de riesgo**, es decir el riesgo para el ciudadano al circular por las calles durante un episodio de lluvia debido a estos flujos superficiales.

Es importante entonces analizar desde este punto de vista global tanto el sistema de captación como los conductos de transporte del flujo generado, pues al final serán los que condicionen el caudal máximo circulante por superficie o dicho de otra manera el caudal circulante por el interior de la red.

Estos criterios que nos determinarán finalmente el **flujo máximo superficial** asumible están generalmente referidos a parámetros que caracterizan al flujo, que son la velocidad de circulación del mismo (v), el calado (y), el producto de velocidad y calado ($v y$), que responde al criterio por vuelco de una persona por un flujo sobre su pie y el producto de $v^2 y$, que responde al criterio de deslizamiento de un pie apoyado sobre un flujo.

Entonces la manera para poder regular el flujo superficial asumible en nuestra red de drenaje se realizará mediante los imbornales, más concretamente estableciendo una separación o distancia, D , de estos elementos que asegure que en todo momento durante un episodio de lluvia concreto no superaremos en ningún punto este caudal límite. Es importante entonces, para un correcto funcionamiento de la red de drenaje, poder establecer correctamente este inter espaciado de sumideros en una calle.

En la actualidad el dimensionamiento de una red urbana de drenaje se ha convertido en una tarea dificultosa, debido a la compleja formulación que hay detrás del movimiento de los flujos, tanto superficiales como subterráneos. Para



que se pueda convertir en una tarea mucho más sencilla, se disponen de una serie de herramientas desarrolladas para este efecto. Siendo las principales herramientas utilizadas para el desarrollo de la Hidrología Urbana las provenientes de Estados Unidos donde diferentes entidades públicas han desarrollado programas de libre distribución y que funcionan de manera óptima.

Es importante pues, estudiar y conocer dichas herramientas, estudiando los modelos de cálculo empleados así como los esquemas numéricos para poder interpretar los resultados con la mayor objetividad posible y a su vez proyectar una red de drenaje de calidad y funcional y que de una respuesta correcta a las necesidades socio-económicas de la ciudad y cumpla en todo momento los criterios de riesgo establecidos.

1.2 Objetivos

El objetivo principal de este trabajo es el desarrollar una herramienta que facilite el cálculo de la separación óptima de los imbornales en una calle, bajo unos criterios de riesgo asociados a la circulación de peatones.

Para llevar a cabo dicho programa previamente hay que analizar exhaustivamente el funcionamiento a nivel global y a nivel local de una cuenca urbana bajo un suceso de lluvia, poniendo hincapié en los procesos que se dan sobre ésta y los efectos que provoca en la misma.

Un buen análisis de los fenómenos que se dan sobre la cuenca durante un suceso de lluvia, deriva a en un buen diseño de la red de drenaje, con buenos resultados tanto en parámetros de riesgo como en los criterios económicos.

Actualmente está muy generalizado el uso de métodos sencillos, exportados de la Hidrología rural, como el método Racional, pero está más que comprobado la poca efectividad de este y la imperante necesidad de dar un vuelco a esta tendencia para dar paso a los métodos desarrollados a partir de la aparición de la Hidrología Urbana. Métodos que también son aplicables en Hidrología rural, para aumentar claramente la calidad de los diseños realizados. El método racional que demuestra su gran validez como pre cálculo para un pre dimensionamiento de la red, debe dar paso a métodos más complejos y más completos, que permitan dar una respuesta realista de los fenómenos que se generan sobre la cuenca. Es por ello que en este trabajo se hace un análisis del espectro de alternativas presentes para el cálculo de hidrogramas y propagación de estos en la superficie de una cuenca, intentando dar una visión lo más amplia posible de su funcionamiento y sus rangos de aplicabilidad, que nos permitirán poder llevar a cabo el desarrollo de nuestra herramienta.

También se pretende hacer un recorrido sobre los parámetros que rigen el dimensionamiento de nuestras redes de drenaje, tanto aquí en Catalunya y España, como en el resto de Europa y el mundo, permitiéndonos hacer una idea global del análisis de las redes en el mundo. Estos parámetros de diseño generalmente se centran en criterios de riesgo y nivel de seguridad de la red, que marcan la optimización coste-beneficio de una red de drenaje, siendo cuanto más restrictivos los criterios, más caras las redes. Es por ello que un buen conocimiento de estos criterios nos puede permitir mejorar y optimizar nuestros diseños como proyectista.

De una manera más o menos superficial, también se pretende hacer un muestreo de las herramientas más eficientes para el cálculo y comprobación de redes, además de procurar un análisis de su funcionamiento y de sus funciones más importantes. Posteriormente una comparación de estas herramientas muy desarrolladas y sólidas con la herramienta propuesta en este trabajo, nos ha de permitir establecer un rango de validez y fiabilidad del software ofrecido para la obtención del espaciado de los imbornales.

Así el desarrollo de la parte teórica de este trabajo nos ha de permitir, por una parte, adquirir los suficientes conocimientos primero ideológicos referidos a la nueva disciplina que se viene desarrollando estos últimos años, la Hidrología Urbana, para poder adaptar nuestros conocimientos de hidrología a las ciudades y por otra, analizar y entender los procesos superficiales que se dan durante un proceso de lluvia, para así dar una respuesta matemática a éstos, en cuanto al comportamiento de los flujos sobre la ciudad. Posteriormente en función de unos criterios de riesgo para el usuario de la ciudad, establecidos por las diferentes administraciones, deberemos de ser capaces de desarrollar una herramienta que nos permita realizar el dimensionamiento rápido y más cómodamente que en la actualidad del espaciado de los imbornales en una calle, encargados de controlar dicho caudal, manteniéndolo siempre por debajo del caudal límite.

Es importante a su vez conocer profundamente el comportamiento hidráulico de estos elementos de captación que al fin y al cabo serán los responsables de la regulación de nuestro caudal. Por ello se pretende también procurar un conocimiento sobre la eficiencia de captación de los diferentes elementos así como su mejor disposición.

Todo el desarrollo, que corresponde con el apartado de programación, se pretende que sea lo más generalizado posible, utilizando para ello herramientas que no requieran de ningún software pre instalado en el ordenador y que funcione en la totalidad de los sistemas basados en Windows. Es por esto que se ha decidido dedicar una gran parte del tiempo invertido en el desarrollo del presente trabajo al aprendizaje de un lenguaje de programación que cumpla dichos requisitos y que no sea excesivamente complejo. El lenguaje de



programación escogido para dicho cometido es Visual Basic 9, dentro de la suite Visual Studio 2008, que engloba otros lenguajes más complejos.

La elección para el uso de este lenguaje de programación también ha venido determinada por la necesidad de adaptar dicho software a las nuevas tecnologías como las web. Siendo así un objetivo a posteriori el que, de una manera relativamente sencilla y sin necesidad de reescribir la totalidad del código planteado, fuera posible la implementación de esta herramienta en un entorno web, accesible desde cualquier lugar e independiente del sistema operativo que se ejecute.

En resumen, puede concluirse que los objetivos del presente trabajo, son, adquirir un conocimiento sobre los procesos que se dan sobre una calle durante un suceso de lluvia concreto, para poder determinar la separación óptima de los imbornales sobre esta, bajo unos criterios de riesgo asociados a la circulación de los ciudadanos, que nos definirán el caudal máximo admisible en superficie.





2. Conceptos generales de Hidrología Urbana

2.1 Introducción. Captación de escorrentía. Problemática general del drenaje de aguas pluviales en zonas urbanas

Las redes de saneamiento se vienen desarrollando con cierta relevancia a lo largo del siglo XIX sobre todo en las grandes urbes. La inestimable relación entre las redes de saneamiento urbanas y la disminución de las enfermedades de todo tipo y sobretodo endémicas, da un impulso muy importante en el desarrollo e implantación de éstas.

El desarrollo urbanístico debido al crecimiento importante de la población en las actuales ciudades durante el siglo XX, principalmente originado por el desarrollo industrial de estas, obligan a estudiar desde una nueva perspectiva el funcionamiento de las redes de saneamiento. Las carencias mostradas por dichas redes de saneamiento tanto en la captación de aguas pluviales, que derivan en importantes inundaciones que llegan a paralizar en muchos casos las actividades socio-económicas de las ciudades, así como en el transporte de sedimentos y en el tratamiento de contaminantes provenientes ambos de las industrias que se vierten directamente al medio; son los motivos fundamentales que convierten en necesario el cambio de enfoque. Esta evolución en las funcionalidades de las redes de saneamiento i el proceso urbanizador de la cuenca, superan la aplicación de los conceptos vigentes hasta el momento, en cuanto a Hidráulica e Hidrología en medio urbano, gestando la nueva disciplina que llamamos Hidrología Urbana.

Esta nueva disciplina contempla, en el estudio y realización de las infraestructuras de drenaje de las ciudades, diferentes objetivos aparecidos en la evolución socio-económica de las ciudades, pudiéndose clasificar en orden cronológico como higiénicos, hidráulicos y ambientales.

El desarrollo de esta disciplina va cogiendo cada vez más relevancia cuanto más grandes se hacen las ciudades. Este aumento de la superficie ocupada por las grandes ciudades ha propiciado un aumento considerable de los suelos sobre los que desarrollamos nuestras actividades diarias, que van desde desplazarnos por las calles hasta descansar en nuestros hogares protegidos mediante las cubiertas y tejados. Todos estos elementos que cuentan cada vez con más presencia las ciudades acaban produciendo inevitablemente un cambio en la morfología de las cuencas hasta ahora llamadas rurales, apareciendo así también un nuevo concepto que podemos llamar cuencas urbanas. Este tipo de cuencas tiene unas características totalmente diferentes a las que hasta entonces se estudiaban, donde por ejemplo conceptos como la impermeabilidad y la

evapotranspiración cogen unos pesos radicalmente diferentes y que provocan una alteración de la respuesta que hasta entonces se conocía de un suceso de lluvia sobre la cuenca (figura 2-1).

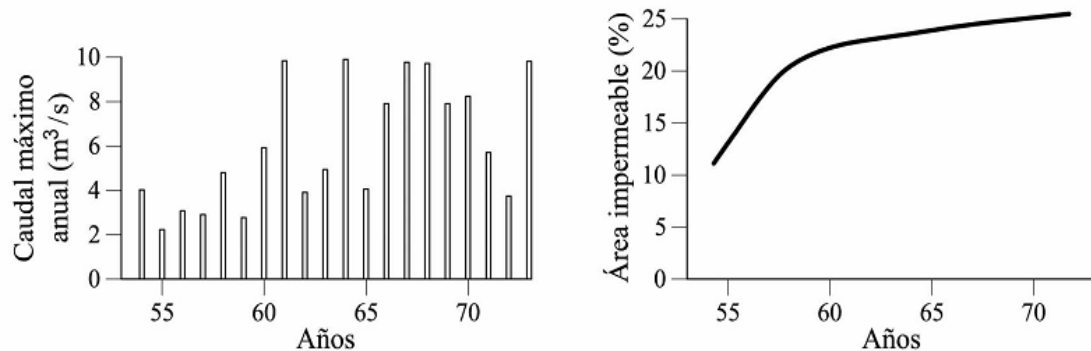


Figura 2-1. Incremento de caudal sobre las cuencas urbanas por el proceso urbanizador

En la figura anterior se puede ver como dicha respuesta va asociada a un incremento de los caudales y asociado también a una disminución del tiempo de respuesta, en cuanto a tiempos de concentración, provocan un aumento de velocidades, jugando un papel muy importante en el diseño de la red de colectores y a su vez en la captación de esta escorrentía a la red, sobre todo por temas de seguridad de los ciudadanos, como se verá más adelante, que sufren de un flujo superficial cada vez mayor.

A pesar de la evolución de estos conceptos como base del desarrollo de una red de saneamiento acorde a las necesidades de la ciudad y sus usuarios, en la actualidad se puede hacer difícil la distinción entre la hidrología urbana y la hidrología rural, por la evolución actual de los modos de ocupación de los suelos y de la transformación de los modos de vida. Nuevas ideas de investigadores en el campo de la hidrología urbana podrían evolucionar este concepto de Hidrología Humana. Disciplina técnico-científica que hace especial hincapié en la parte del ciclo del agua perturbada por las actividades humanas o modificadas a causa de las necesidades de la sociedad.

En la actualidad, un desarrollo urbano sostenible obliga por un lado a un exhaustivo conocimiento de los fenómenos que se producen derivados de la urbanización de las cuencas. Por otro lado obliga también al desarrollo de herramientas que permitan estudiar y modelar dichos fenómenos, para poder dar respuesta a todas las necesidades sociales presentes en la ciudad y permitir el desarrollo con la máxima normalidad posible de las actividades que en ella se llevan a cabo. Es en este marco que cabe destacar, el objeto de este trabajo, que pretende ayudar a la determinación del número necesario de elementos

superficiales encargados de la captación de esta escorrentía superficial hacia las redes de drenaje subterráneas; los sumideros o imbornales (figura 2-2), en una calle.

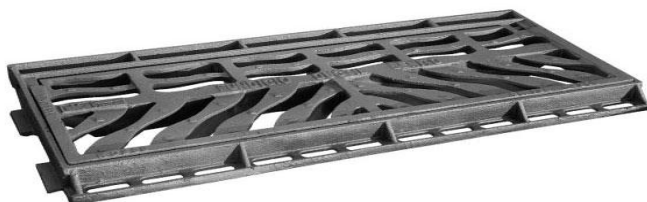


Figura 2-2. Reja de imbornal tipo

2.2 Lluvia y pérdidas de precipitación.

Como se ha apuntado anteriormente cuando hablamos de ámbito urbano nos hemos de referir a Hidrología Urbana. Esta diferenciación entre hidrología “rural” e hidrología urbana, principalmente viene determinada por unas particularidades de las cuencas de estudio (cuencas rurales o urbanas), que producen respuestas diferentes frente a iguales episodios de lluvia. Las cuencas urbanas destacan en primer lugar por su reducido tamaño, pudiéndose hablar de cuencas del orden de pocas Hectáreas, y por lo general nunca hablamos en términos de Km².

Al tratarse de superficies de estudio tan reducidas respecto a las cuenca tradicionales de los ríos, también tenemos un rango muy inferior, por ejemplo en caudales, donde no hablaremos nunca de miles de m³ sino que nos encontramos en el orden de los pocos m³.

Por otro lado cuando tratamos con cuencas urbanas nos encontramos frente a un clima algo diferente respecto al que podemos considerar en las cuencas rurales. Esto generalmente se debe a que este clima esta fuertemente influenciado por el elevado calor específico de los materiales utilizados en la construcción de las ciudades. En esencia, el uso de estos materiales puede suponer un aumento de la temperatura importante, de incluso más de diez grados, respecto a los alrededores de esta. Si además tenemos en cuenta el factor de la polución y los vehiculos a motor que hacen aumentar aún más este gradiente de temperatura, nos encontramos ante una situación de microclima, que en los casos más desfavorables, en los que la orografía lo propicie, generará una série de procesos convectivos de precipitación más contínuos y más intensos, superando en ocasiones los 90 mm/h.

Los tiempos de concentración se medirán en minutos, no en horas ni días, por ello serán mucho más sensibles a estas lluvias cortas y muy intensas. Así entonces podemos deducir que los intervalos de tiempo necesario de los cuales necesitamos información de lluvia (generalmente de 5 a 10 minutos) es menor que el necesario en cuencas rurales, dejando fuera de lugar los intervalos de tiempo típicos de 30 o 60 minutos. En definitiva en las cuencas urbanas necesitamos una información muy detallada de la evolución de la lluvia en el tiempo. Nivel de detalle que a veces puede ser complicado llegar debido a la falta de datos.

2.2.1 Procesos hidrológicos en zona urbana

Como se ha descrito, el primer elemento que participa en el ciclo hidrológico de la cuenca es la lluvia. A partir de la misma se realiza la transformación lluvia-escorrentía que nos generará los caudales de salida en los diferentes puntos. Es por ello que, disponer de una buena información realtiva a la lluvia es imprescindible para poder estudiar los fenómenos que se producen en la cuenca con la mayor exactitud, y así poder diseñar los sistemas de captación de ésta.

Para el estudio, ya sea del dimensionamiento de una red de imbornales o de la comprobación de la misma emplearemos el tipo de información pluviométrica mediante curvas **“Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF)”**.

Las llúvias de proyecto, obtenidas a partir de información globalizada en forma de curvas “Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF)”. Se puede definir esta lluvia de proyecto como una lluvia tipo o sintética, que se puede asociar a un periodo de retorno que genera un caudal asimilable al caudal asociado a ese mismo periodo de retorno. Así podemos asignar la capacidad de una estructura para el caudal asociado a un determinado periodo de retorno.

En este trabajo nos centramos principalmente en las curvas IDF ya que en las cuencas urbanas de pequeñas dimensiones es más importante la relación precipitación/duración que la relación precipitación/área.

Este tipo de curvas IDF, se obtienen a partir de series temporales que en hidrologia urbana, al tratar generalmente con periodos de retorno pequeños de 5 o 10 años, es factible obtener rangos fiables de estas curvas con tan sólo 20 o 30 años de longitud para las series. Para períodos de retorno de 100 o 500 años se ha de recurrir inevitablemente a metodos estadísticos de extrapolación, ya que no se disponen datos suficientes.

Estas curvas IDF suponen una relación entre las intensidades medias máximas esperables para cada duración de precipitación y para cada periodo de retorno considerado.

Para la obtención de la curva IDF se debe realizar el siguiente proceso:

1. Considerar todas las precipitaciones registradas a lo largo de un gran número de años, a nivel de hietograma y en intervalos de registro de al menos 10'.
2. Ordenar estas precipitaciones clasificándolas en base a los diferentes intervalos de referencia (10, 15, 20, 25, 30 minutos,...).
3. Obtener para cada intervalo de referencia, la serie de intensidades medias máximas anuales para cada año de registro.
4. Obtener, a partir de una distribución de extremos, como por ejemplo una ley tipo Gumbel para cada intervalo de referencia, las intensidades medias máximas anuales para cada período de retorno, y finalmente:
5. En base a los datos anteriores definir la familia de curvas Intensidad-Duración-Frecuencia de la estación de estudio a partir de los puntos con igual período de retorno.

Las familias de curvas IDF se suelen ajustar mediante expresiones analíticas que faciliten su operación. Las más habituales son las expresiones Talbot o Montana.

La curva tipo Talbot propone un ajuste de una hipérbola tal y como:

$$I = \frac{a}{D+a} \quad (2-1)$$

La curva tipo Montana propone un ajuste de una función potencial:

$$I = a \cdot D^b \quad (2-2)$$

Una expresión generalizada que incluye ambas relaciones es la definida por:

$$I = \frac{a}{(D+b)^c} \quad (2-3)$$

Donde en las tres expresiones a , b y c representan los parámetros de ajuste de las diferentes expresiones.

Es muy importante que la función de ajuste utilizada lo sea dentro del rango de duraciones de precipitación para el que ha sido confeccionada. Extrapolaciones para duraciones más cortas pueden llevar a resultados matemáticamente coherentes pero físicamente imposibles (enormes intensidades de precipitación para duraciones de lluvia muy pequeñas).

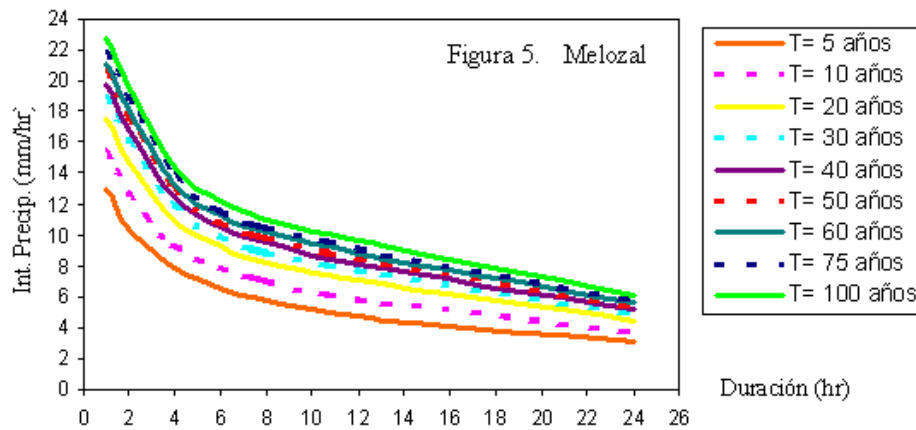


Figura 2-3. Curvas IDF para distintos periodos de retorno

La complejidad del proceso y en mayor medida el hecho de que generalmente no es posible disponer en muchos observatorios de la gran cantidad de datos en forma de hietogramas que son necesarios para la obtención de la familia de curvas IDF, ha llevado a diversos autores ha buscar relaciones algebraicas que permiten expresar de una manera general la intensidad media máxima en función del intervalo de referencia y del período de retorno, a partir de unos datos de pluviometría más fácilmente disponibles como es la precipitación caída en 24 horas.

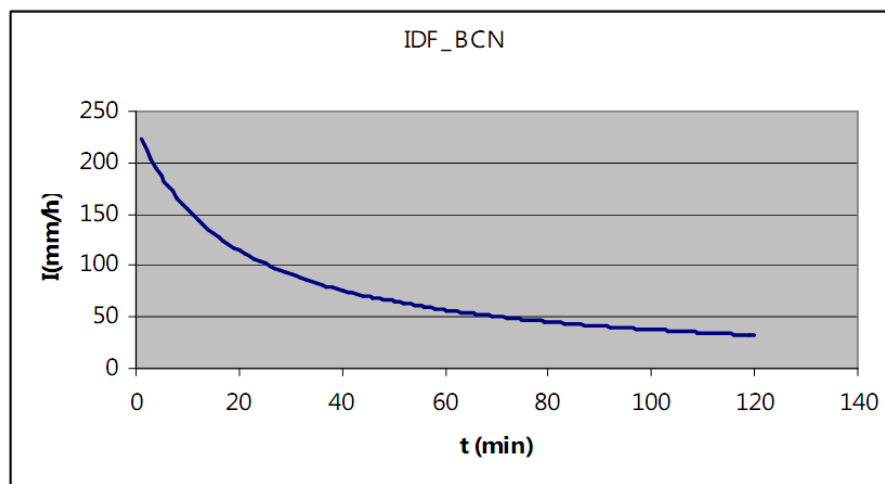


Figura 2-4. Curva IDF para un periodo de retorno 10 años en Barcelona

Un ejemplo de curva IDF obtenida a partir de registros experimentales es la de la figura 2-4, correspondiente a la ciudad de Barcelona para un período de retorno de T= 10 años. La ecuación que describe la IDF es la siguiente:

$$I\left(\frac{\text{mm}}{\text{h}}\right) = \frac{4477.44}{t_{\min} + 19.031} \quad (2-4)$$

En el caso de encontrarnos ante la situación de no disponer ningún tipo de información de lluvias en la zona de estudio, ya sea por no existir ningún tipo de

registro o por no disponer de datos suficientes, se pueden utilizar las curvas IDF sintéticas, que nos permitirán obtener dichas curvas a partir de datos más genéricos.

Si bien es cierto que la falta de datos o la utilización de curvas IDF tipo sintéticas nos proporcionará menos exactitud, en cuencas urbanas los errores obtenidos no serán graves dada la utilización de periodos de retorno bajos.

La curva IDF sintética más utilizada en los estudios hidrológicos en España es la obtenida mediante la expresión propuesta por Dirección General de Carreteras, que además está generalizada para todo el territorio. Esta expresión es:

$$\frac{I}{I_d} = \left(\frac{I_1}{I_d} \right) \cdot \frac{28^{0.1-D^{0.1}}}{28^{0.1-1}} \quad (2-5)$$

Donde I_d es la intensidad media máxima asociada a una duración D de lluvia y al periodo de retorno considerado, I_{24} es la intensidad media diaria de precipitación correspondiente al periodo de retorno = $p_{24}/24$, I_1 es la intensidad horaria de precipitación correspondiente al periodo de retorno y I_1/I_{24} es un parámetro que representa la relación entre la intensidad horaria y la diaria. Éste último depende de la región donde se realiza el estudio y se puede obtener directamente de la figura 2-5.

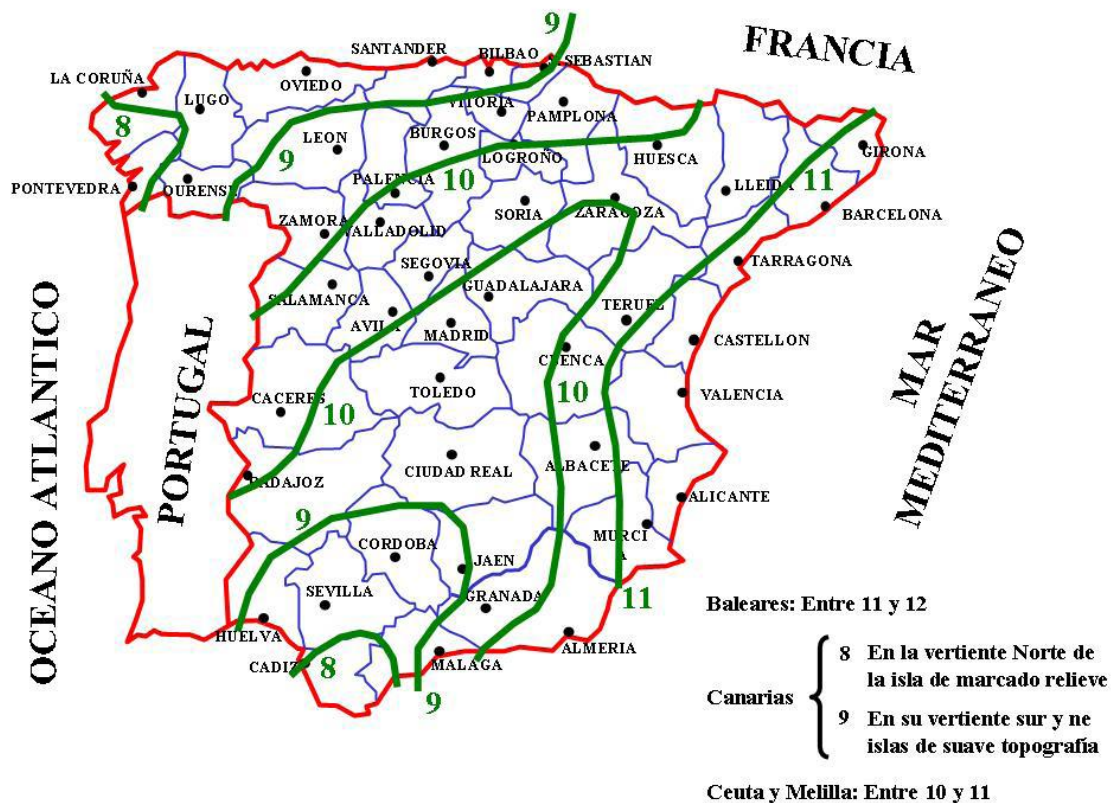


Figura 2-5. Factor regional para las curvas IDF propuestas por la D.G. de Carreteras

2.2.2 Tormenta de proyecto

Aún y todo la utilización de los datos pluviométricos expuestos anteriormente representan un nivel de información global referente al comportamiento pluviométrico de una zona. Pero en un estudio hidrológico no solo es necesario conocer la cantidad de lluvia asociada a una tormenta de una frecuencia y duración determinada, sino que también es necesario saber la distribución en el tiempo de la intensidad de lluvia en el transcurso de una tormenta.

Los principales métodos de obtención de la lluvia de proyecto son:

1. La lluvia constante o hietograma rectangular
2. Hietograma triangular
3. Tormenta tipo Sifalda
4. Flood Studies Report
5. Lluvias tipo Keifer-Chu
6. Lluvias de doble triángulo
7. El método de los bloques alternados

De todos los anteriores el método más utilizado y que se ha generalizado más en Cataluña y España es el método de los bloques alternados.

El pluviograma generado por el método de bloques alternados especifica el volumen de precipitación que ocurre en n intervalos de tiempo de duración At , sobre una duración total también especificada previamente, $Td = n \cdot At$.

Una vez seleccionado el periodo de retorno se toman los datos de intensidad de precipitación de la curva IDF para duraciones At , $2 \cdot At$, $3 \cdot At$..., i la precipitación de cada bloque se obtiene multiplicando la intensidad por el At correspondiente:

1. $P_{\text{bloque 1}} = I_5 \cdot 5$
2. $P_{\text{bloque 2}} = I_{10} \cdot 10 - I_5 \cdot 5$
3. $P_{\text{bloque 2}} = I_{15} \cdot 15 - I_{10} \cdot 10 = I_{15} \cdot 15 - P_{\text{bloque 1}} - P_{\text{bloque 2}}$
4.

Estos bloques se van distribuyendo de forma alternada uno al lado de otro, de mayor a menor. También se pueden distribuir asociándolos a una forma concreta de precipitación previamente analizada de la zona de estudio.

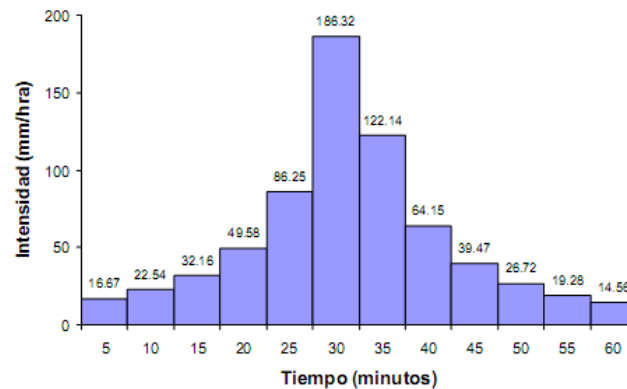


Figura 2-6. Ejemplo de lluvia de proyecto por bloques alternados

Esta metodología para la obtención de la tormenta de proyecto es la que se implementará en la herramienta a desarrollar en este trabajo.

Es importante destacar que en cuencas urbanas, la hipótesis que proviene de la hidrología rural de que la lluvia cae uniformemente en toda la superficie de la cuenca, adquiere mayor validez al tratarse de cuencas de tamaños mas reducidos.

2.3 Procesos hidrológicos en medio urbano

Los procesos hidrológicos sobre la cuenca se suceden en dos partes.

La primera de ellas constituye la **transformación lluvia – caudal**. Como se ha visto la lluvia es el primer input que recibe la cuenca de estudio y por ello lo primero que se produce es la propia transformación de las gotas de lluvia en un caudal que discurrirá por los “cauces” de la cuenca.

La segunda parte, o el suceso posterior a la transformación es la propagación del caudal generado por los cauces hasta la salida de la cuenca, siendo la respuesta a la lluvia precipitada.

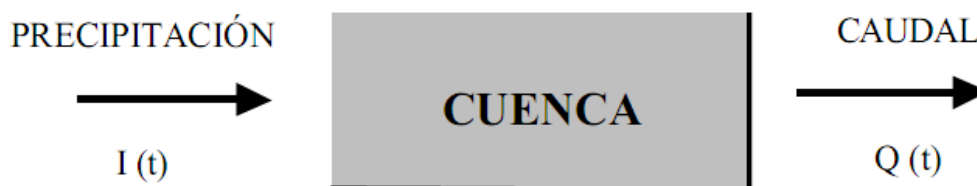


Figura 2-7. Procesos sobre una cuenca



Ambos procesos deben analizarse por separado y siempre uno después del otro.

Al abordar el estudio hidrológico, se deberán tener en consideración las siguientes cuestiones para escoger acertadamente la metodología de estudio:

- La cuenca es totalmente urbana o presenta un componente de terreno natural
- Las pendientes son homogéneas o no
- El tipo de suelo y la ocupación del mismo son homogéneos o no
- La red de drenaje es homogénea o no

En función de las respuestas, se deberá tratar la cuenca mediante divisiones de ésta en subcuencas, de tal forma que sean homogéneas en los puntos anteriores.

Para abordar el análisis hidrológico a adoptar, temos dos opciones: cálculo de un caudal máximo en función de una lluvia o determinación de un hidrograma asociado a dicha lluvia.

Esta última metodología es la que a priori, dadas las características de este trabajo, es la que se utilizará. De hecho, ésta es la metodología más completa para realizar el análisis, puesto que permite conocer la evolución de caudales con exactitud a través del tiempo y del espacio. Por el contrario, esta metodología exige para poder llevarla a cabo, un mayor nivel de información previa que habrá que analizar si está disponible.

Actualmente, en hidrología urbana disponemos fundamentalmente de tres tendencias para el cálculo de estos hidrogramas.

En el primer grupo encontramos los métodos **basados en la Hidrología Rural**. Principalmente son métodos basados en el hidrograma unitario, que es muy utilizado en cuencas rurales. En estas cuencas la linealidad en el tiempo no se cumple generalmente, además el tiempo final podrá ser en valores significativos más pequeños que $t_c + d$, entre un 15 y 20 % menores.

El segundo grupo, pretende dar respuesta a la obtención del hidrograma mediante la esquematización general de los procesos que se desarrollan en el proceso de precipitación - repuesta de caudal, o dicho de otra manera mediante **modelos conceptuales**, que además, carecen de una relación física con lo que se observa. No pretende aportar una formulación matemática de los procesos de escorrentía en superficie ni de propagación, sino que propone la superposición del comportamiento de la zona de estudio, similar al de un esquema singular que resulte con un comportamiento lo más ajustado y parecido a la realidad.

Dentro de este grupo encontramos el modelo de depósito que asimila el comportamiento de nuestra cuenca a un depósito, donde la entrada será la intensidad de lluvia y la salida el caudal generado por esta.

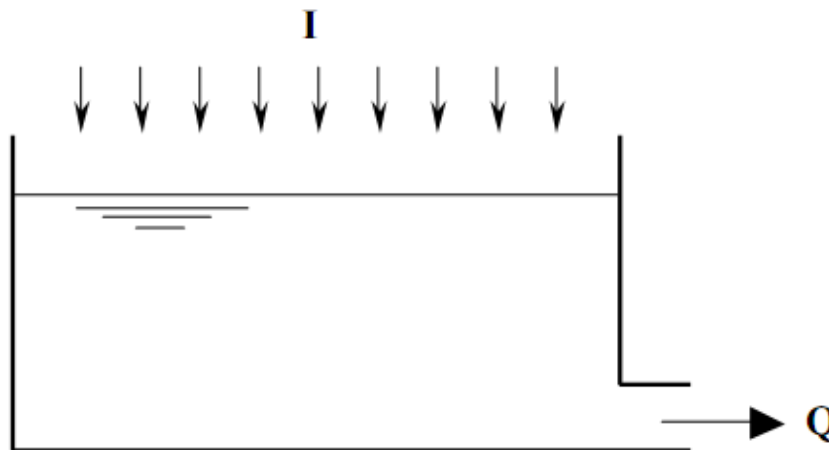


Figura 2-8. Esquema Modelo del depósito

En el tercer grupo, tenemos una vertiente totalmente diferente a las vistas hasta ahora y que se pueden llamar **modelos físicos**. Este tercer grupo lo que busca es definir una base matemática que permita, mediante la utilización de todos detalles topográficos, dar una respuesta exacta del comportamiento del agua sobre la cuenca y en la red de drenaje. Así a diferencia con lo que hemos visto hasta ahora, se puede conocer exactamente el comportamiento de una gota de agua dentro de una cuenca sin necesidad de funciones de aproximación complementarias, sino sencillamente disponiendo de una buena topografía, con el detalle suficiente.

El desarrollo matemático utilizado para definir el desarrollo del agua sobre la cuenca y la obtención de los hidrogramas se realiza mediante la aplicación de las llamadas ecuaciones de Saint-Venant. Estas ecuaciones son ecuaciones complejas que describen perfectamente el comportamiento y rigen el movimiento de un fluido.

La solución de dichas ecuaciones no tiene una solución analítica y resultan muy complicadas de resolver directamente mediante métodos numéricos. Por ello se han desarrollado a partir de dichas ecuaciones diferentes modelos, los cuales se basan en la eliminación de algunos términos en función del detalle con el que se quiere trabajar y de las características de la cuenca.

Las ecuaciones de Saint-Venant están constituidas por dos ecuaciones:

- Ecuación de conservación de la masa
- Ecuación de la conservación de la cantidad de movimiento (2ª ley de Newton)

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q \quad (2-6)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + g \cdot A \cdot \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{Q}{A} \cdot q - g \cdot A \cdot (I_o - I_f) = 0 \quad (2-7)$$

La ecuación de la conservación de la cantidad de movimiento está definida por los términos:

- Fuerzas de inercia: $\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right)$
- Fuerza de presión hidrostática: $g \cdot A \cdot \frac{\partial y}{\partial x}$
- Fuerzas de fricción: $g \cdot A \cdot (I_o - I_f)$
- Aportación lateral de caudal (en caso de haberla): $\frac{Q}{A} \cdot q$

Así que cada uno de estos términos nos dará información relativa a la fuerza que representa.

Estas ecuaciones se pueden expresar en función de cualquiera de los parámetros que definen al flujo en la calle, area-caudal, calado-caudal, area-velocidad y calado-velocidad, en función de nuestras necesidades y de la información de la que dispongamos.

Debido a la complicación en la resolución de dichas ecuaciones, entre otras causas por no tener solución directa como ya se ha dicho, durante mucho tiempo se ha estudiado el movimiento del fluido mediante simplificaciones de las ecuaciones, eliminando los términos que, según el caso, no son tan suficientemente relevantes como para incurrir en un error grave al suprimirlo.

Así podemos hablar de tres modelos: **onda cinemática** el cual solo contempla las ecuaciones de conservación de la masa y de las fuerzas de fricción, **onda difusiva** que contempla las ecuaciones de la onda cinemática más el término de presión y **onda dinámica** que contempla la utilización de todos los términos de las ecuaciones siendo éste el modelo completo.

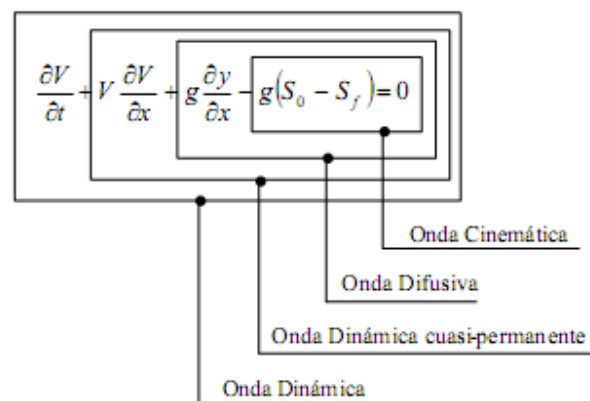


Figura 2-9. Modelos derivados de las ecuaciones de Saint-Venant

Hoy en día carece de sentido la utilización del modelo de onda difusiva, ya que tampoco tiene solución analítica e implementar métodos numéricos para su

resolución resulta igual de complejo que implementarlos para la solución completa, la onda (dinámica) cinemática, siendo entonces mejor utilizar ésta. Así que podemos hablar entonces de solo dos métodos.

Esencialmente la diferencia entre un modelo u otro es que el modelo de onda cinemática no "entiende" de condiciones de contorno aguas abajo, En el caso de tener que imponer una determinada condición aguas abajo, necesaria para ajustar al máximo a la realidad el estudio, no debería utilizarse, siendo necesario entonces el uso del modelo de onda dinámica. Modelo que permite introducir condiciones tanto aguas arriba como aguas abajo. Por ello es un método mucho más ajustado que nos puede interesar por ejemplo en el diseño y comprobación de una red de drenaje.

A continuación, en la figura siguiente, se puede ver gráficamente una comparación de ambos sistemas con un observador desplazándose con el frente de ondas.

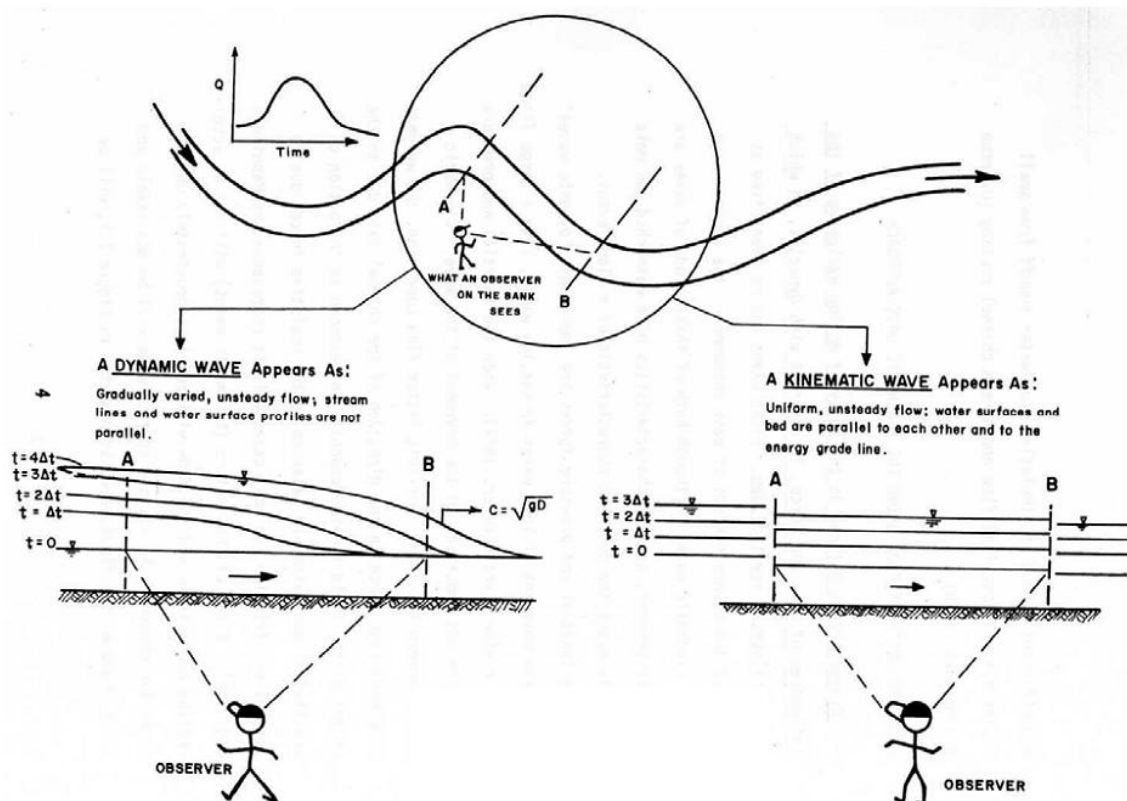


Figura 2-10. Comparativa de los modelos Onda Cinemática y Onda Dinámica

En el modelo de Onda Cinemática vemos que el frente de ondas se mueve siempre a velocidad constante, por eso el observador siempre observará la misma lámina de agua en todos los puntos. En cambio mediante el modelo

Onda Dinámica se puede ver perfectamente el movimiento real del frente de ondas y por ende una variación espacial en un mismo instante de tiempo del valor de la altura de la lamina de agua.

Se puede definir un rango de aplicabilidad o un criterio general de selección entre las dos formulaciones, mediante los siguientes criterios:

- Para pendientes suaves i variaciones importantes del nivel de agua, cambios de régimen, se deberían utilizar todas las ecuaciones de onda dinámica
- Para pendientes fuertes, donde generalmente tenemos régimen crítico o supercrítico, se acepta el uso de la simplificación, onda cinemática
- Para un estudio hidrológico, donde de per sé, ya se realizan numerosas aproximaciones (lluvia de proyecto sintética por ejemplo) se aceptaría el uso de la simplificación onda cinemática
- Para el estudio hidráulico de las conducciones por ejemplo, sería conveniente utilizar las ecuaciones completas.

En el caso que nos ocupa, la obtención de espaciamentos óptimos de sumideros para la captación de caudales en una calle, nos será suficiente con el desarrollo del modelo de onda cinemática, tanto para la transformación de lluvia caudal como para la propagación de los caudales por la plataforma calle-calzada.

El hecho de no utilizar los dos primeros grupos, esencialmente el modelo de depósitos e hidrograma unitario, se debe a que para este cálculo concreto de espaciamiento de sumideros disponemos de una información muy detallada de la topografía de la calle, de hecho será una condición a exigir para la realización del cálculo. Además el método de onda cinemática nos permite aprovechar, como se ha dicho antes, el hecho de que nuestra calle este constituida por dos plataformas (planos) distintas e independientes (acera – calzada) y obtener las aportaciones de estas plataformas al caudal circulante por el canal (rigola).

Así que una vez expuestas las metodologías posibles y analizada la metodología más adecuada para utilizar en el contexto del sistema acera – calzada – rigola – imbornal, se procederá a desarrollar la formulación concreta a utilizar, tanto en la transformación lluvia – caudal, como en la propagación.

2.4 Transformación lluvia – caudal en calles y acera

Para decidir que modelo utilizar en la transformación lluvia – caudal hay que establecer unas consideraciones previas que nos permitan discernir entre uno u otro.



El presente trabajo pretende facilitar la obtención de la separación óptima de los imbornales de una calle, bajo unas determinadas condiciones o parámetros de riesgo definidos por el usuario i la geometría de la misma. Por lo tanto cabe destacar que nuestro sistema esta constituido solamente por una superficie, que sera la calle, donde queremos colocar los imbornales. No importará, por tanto, el resto de elementos de la cuenca urbana. Como nos centramos en un espacio concreto como es la calle, hay que analizar los elementos que la componen y así poder establecer cual es la mejor manera para estudiar los flujos sobre esta.

Así lo que se pretende es basicamente la obtención de un hidrograma de salida de la subcuenca definida entre imbornal-imbornal, para poder extraer el caudal por este y comprobar si la punta de dicho hidrograma supera o no el caudal límite establecido.

En el caso de una calle convencional, según la tipología estándar de ciudad, estará constituida por dos elementos principales. Por un lado las aceras de circulación peatonal, generalmente elevadas a una cota superior mediante el bordillo, y por otro lado el elemento principal, que es la calzada para vehículos. Estos dos elementos conforman toda la superficie de la cuenca (o calle) y definen el sistema a estudiar. Si consideramos que la calle generalmente está definida con un eje de simetría que se encuentra en el eje de la calzada, podemos reducir nuestro sistema a dos plataformas paralelas con una misma pendiente longitudinal, la de la calle y con pendientes transversales diferentes pero que se unen en una misma línea que es por donde discurre nuestro "cauce", la rigola.

En resumen podemos definir nuestro sistema cómodamente y sin practicamente error, como dos planos inclinados con un ancho concreto cada uno que vierten agua en toda su longitud al canal central por donde se propaga nuestro caudal, tal como se puede apreciar en el esquema adjunto.



Figura 2-11-a. Transformación lluvia-caudal, esorrentía sobre acera

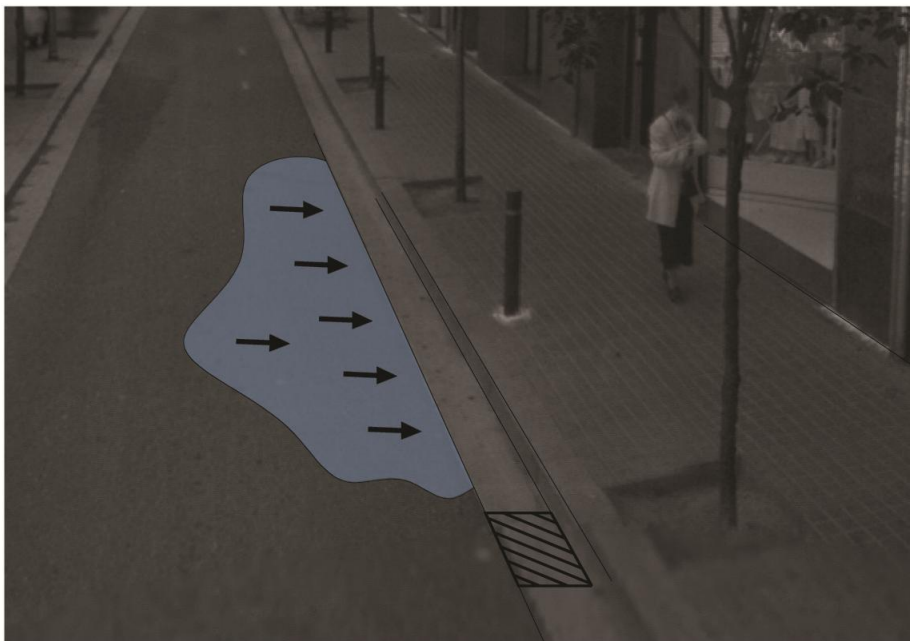


Figura 2-12-b. Transformación lluvia-caudal, esorrentía sobre acera

Si recordamos la definición expuesta para el uso de los modelos planteados, observamos que se corresponde perfectamente a los modelos matemáticos basados en las ecuaciones de Saint-Venant, ya que estas discretizaban los elementos de la cuenca en planos inclinados. Si además, tenemos en cuenta que se trata de un elemento donde no hay condiciones especiales de contorno aguas abajo en la intersección de ambos planos, podemos afirmar sin temor a

equivocarnos que de los modelos planteados para las ecuaciones de Saint-Venant, el modelo de onda cinemática se ajusta perfectamente a nuestra situación y obtendremos resultados de calidad y sin errores en nuestro análisis.

Esencialmente la justificación de esta afirmación se debe a que principalmente lo que nos interesa conocer en el proceso de transformación es la cantidad de caudal generado en función del tiempo y de la lluvia por los planos de aportación. Además las láminas de agua con las que tatarremos serán generalmente de pocos milímetros o como mucho pocos centímetros y las pendientes transversales de los planos siempre son del orden del 2%.

Lo interesante ahora es ver que formulación se necesita en la aplicación de este modelo para su resolución en nuestro sistema. Recordando las ecuaciones que constituyen el modelo de onda cinemática (O.C. a partir de ahora):

$$\frac{\partial q}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial t} = i - f \quad (2-8)$$

$$q = \frac{1}{n} \cdot y^{\frac{5}{3}} \cdot S_0^{\frac{1}{2}} \quad (2-9)$$

Siendo q el caudal unitario que escurre por un plano de ancho la unidad, tal y como se puede apreciar en la figura siguiente 2-12:

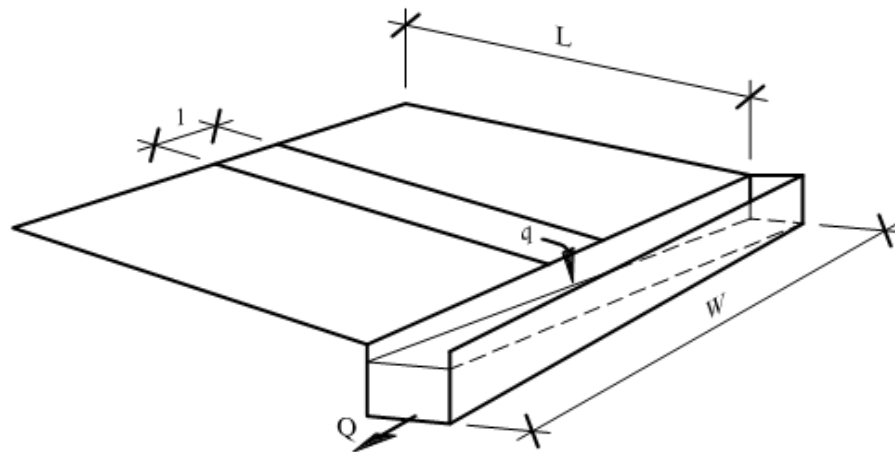


Figura 2-13. Caudal unitario sobre plano de escorrentía

Por otro lado si derivamos dicho caudal respecto al calado podremos obtener una nueva ecuación más general en función de la celeridad del frente de ondas generado por este caudal, el caudal i la intensidad:

$$\frac{\partial q}{\partial y} = \frac{5}{3} \cdot \frac{1}{n} \cdot y^{\frac{2}{3}} \cdot S_0^{\frac{1}{2}} = \frac{5}{3} \cdot \frac{1}{y \cdot n} \cdot y^{\frac{5}{3}} \cdot S_0^{\frac{1}{2}} = \frac{5}{3} \cdot \frac{q}{y} = \frac{5}{3} \cdot v = c \quad (2-10)$$

donde c es la celeridad del frente de ondas de caudal, por efecto exclusivo de la gravedad y fricción.

Combinando ambas ecuaciones obtenemos la ecuación general de O.C.:

$$\frac{\partial q}{\partial t} + c \cdot \frac{\partial q}{\partial x} = c \cdot (i - f) \quad (2-11)$$

Al hacer esta reducción de las ecuaciones de Saint-Venant a una ecuación diferencial de primer orden, podemos hallar una solución analítica de esta, llamada Método de las Características, pero con un rango de aplicabilidad reducido. Por ello esencialmente se prefiere la utilización de aproximaciones mediante diferencias finitas en la ecuación, ya que éstas nos aportan mayor versatilidad y facilidad de resolución, además de generalidad de aplicación, mediante métodos numéricos relativamente sencillos, fácilmente implementables en cualquier lenguaje de programación.

Si discretizamos el caudal transformado mediante una malla espacio – tiempo como la planteada en la figura 2-13, podemos escribir las aproximaciones de las derivadas de q en espacio y tiempo como:

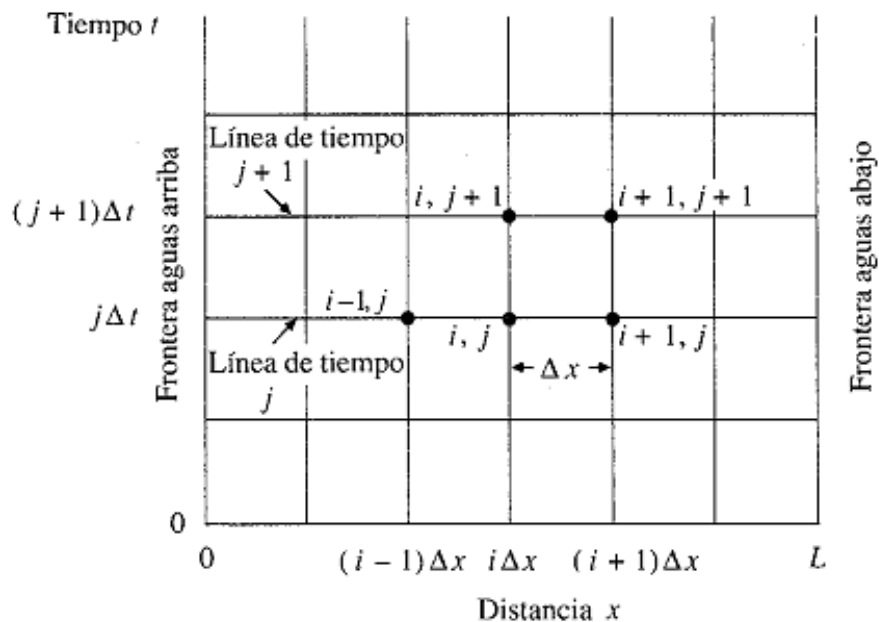


Figura 2-14. Malla X-T (espacio – tiempo), diferencias finitas

$$\frac{\partial q}{\partial t} \approx \frac{q_{j+1}^{k+1} - q_{j+1}^k}{\Delta t} \quad (2-12)$$

$$\frac{\partial q}{\partial x} \approx \frac{q_{j+1}^{k+1} - q_j^{k+1}}{\Delta x} \quad (2-13)$$

Como se puede observar, la aproximación de las derivadas se ha escogido mediante diferencias finitas hacia atrás, tanto para el tiempo como para el

espacio. En principio, lo lógico hubiera sido la utilización de aproximaciones hacia adelante en el tiempo, y centradas en el espacio (de segundo orden), para tener un esquema explícito de resolución de la EDP.

En el caso de escoger diferencias centradas en el espacio nos hubieramos encontrado con una solución para la EDP incondicionalmente inestable para cualquier valor Δx e Δt , o dicho de otra manera, para cualquier valor del número de Courant, $C = \frac{c \cdot \Delta t}{\Delta x}$, que es el que determinará la estabilidad o inestabilidad del esquema en este tipo de ecuaciones.

Si intentamos utilizar una aproximación espacial en contracorriente, dirección opuesta al sentido de la onda, nos encontramos con la posibilidad de montar un esquema de tipo explícito condicionalmente estable, donde la condición de estabilidad vendrá determinada por que el valor de C , sea inferior o igual a 1. Como vemos este es un esquema muy restrictivo en cuanto a su estabilidad y por ello buscamos un esquema de tipo implícito también a contracorriente. El hecho de no usar esquemas en dirección al flujo como podría ser lo lógico a priori, es que estos no resultarán estables, ya que buscamos la solución de la ecuación en un punto X-T donde no tenemos todavía definida la onda, "no ha llegado", y nos estamos avanzando a esta.

El método implícito de aproximaciones hacia atrás de las derivadas nos permitirá obtener un esquema incondicionalmente estable para cualquier valor del número de Courant.

Y el valor de la celeridad, c , se expresa como:

$$c = \frac{5}{3} \cdot \frac{q_{j+1}^{k+1}}{y_{j+1}^{k+1}} = \frac{5}{3} \cdot (q_{j+1}^{k+1})^{\frac{2}{5}} \cdot \left(\frac{\sqrt{I_0}}{n}\right)^{\frac{3}{5}} \quad (2-14)$$

La condición aguas arriba que exige la ecuación de primer orden, será en nuestro caso de valor nulo para el caudal. Impondremos que en la parte superior de los planos no hay caudal.

Así la ecuación que deberemos resolver para la obtención de nuestro caudal unitario, será:

$$\frac{q_{j+1}^{k+1} - q_{j+1}^k}{\Delta t} + \left[\frac{5}{3} \cdot (q_{j+1}^{k+1})^{\frac{2}{5}} \cdot \left(\frac{\sqrt{I_0}}{n}\right)^{\frac{3}{5}} \right] \cdot \frac{q_{j+1}^{k+1} - q_j^{k+1}}{\Delta x} - \left[\frac{5}{3} \cdot (q_{j+1}^{k+1})^{\frac{2}{5}} \cdot \left(\frac{\sqrt{I_0}}{n}\right)^{\frac{3}{5}} \right] \cdot (i - f) = 0 \quad (2-15)$$

Como se puede apreciar, dicha ecuación representa una ecuación no lineal que exigirá su resolución mediante métodos numéricos, concretamente métodos de

cero de funciones, que nos permitan hallar el valor de q_{j+1}^{k+1} , a lo largo del tiempo y del espacio.

La resolución mediante Newton requiere la obtención de la derivada de la función, por ello hay que definir la función como $f(q_{j+1}^{k+1}) = 0$.

Esta se escribirá como:

$$f(q_{j+1}^{k+1}) = q_{j+1}^{k+1} \cdot \left(\alpha \cdot (q_{j+1}^{k+1})^{\frac{2}{5}} + \frac{1}{\Delta t} - i \cdot \alpha \cdot (q_{j+1}^{k+1})^{-\frac{3}{5}} \right) - C = 0 \quad (2-16)$$

Donde:

$$C = \frac{q_{j+1}^k}{\Delta t} \quad (2-17)$$

$$\alpha = \frac{5}{3} \cdot \left(\frac{\sqrt{I_0}}{n} \right)^{\frac{3}{5}} \quad (2-18)$$

El valor de la derivada $f'(q_{j+1}^{k+1})$ es:

$$f'(q_{j+1}^{k+1}) = \frac{7}{5} \cdot \frac{\alpha}{\Delta x} \cdot (q_{j+1}^{k+1})^{\frac{2}{5}} + \frac{1}{\Delta t} - \frac{2}{5} \cdot i \cdot \alpha \cdot (q_{j+1}^{k+1})^{-\frac{3}{5}} \quad (2-19)$$

El esquema iterativo para la resolución mediante Newton que se plantea es:

$$(q_{j+1}^{k+1})_{k+1} = (q_{j+1}^{k+1})_k - \frac{f(q_{j+1}^{k+1})_k}{f'(q_{j+1}^{k+1})_k} \quad (2-20)$$

Dónde el criterio de convergencia vendrá determinado por el error:

$$\left| f(q_{j+1}^{k+1})_{k+1} \right| < \varepsilon \quad (2-21)$$

Se ha de tener en consideración que al tratarse siempre de superficies tan estrechas generalmente de no más de 6 metros, el paso en el espacio considerado siempre será el mismo ancho de la calzada/acera.

Diferentes autores han intentado definir un rango de aplicabilidad del modelo O.C. para la transformación lluvia-caudal. Como se ha explicado anteriormente, al eliminar parte de los términos de la ecuación de Saint-Venant perdemos efectividad en según que cálculos, sobre todo donde los términos eliminados puedan adquirir una relevancia importante en el resultado. Así que, al margen de la necesidad de aplicar una condición de contorno aguas abajo, en cuyo caso la O.C. no serviría, podemos encontrarnos en algunos otros casos donde tampoco obtendríamos buenos resultados.

Generalmente, cuando las lluvias son muy ligeras, el tipo de flujo que se desarrolla en el plano suele ser laminar (sheet flow). Al aumentar las precipitaciones

podemos pasar de este flujo laminar a un flujo tipo turbulento, donde las ecuaciones ya no resultarían válidas.

Algunos autores han intentado dar valores de referencia para poder definir este rango de aplicabilidad. Por ejemplo Woolhiser y Liggett indicaron que la aproximación de O.C. es correcta para el overland flow o flujo de escorrentía superficial, cuando un parámetro definido por ellos como número cinemático es superior a 20:

$$k = I_0 \cdot \frac{L}{y_0 \cdot F_{r0}^2} \quad (2-22)$$

Donde I_0 es la pendiente media del plano, L la longitud de escorrentía, y_0 el calado y F_{r0}^2 el número de Froude aguas abajo del plano.

Una profundización de estos estudios llevada a cabo por Morris y Woolhiser permiten simplificar dicha expresión, para números de Froude mayores a 0,5, resultando:

$$k \cdot F_{r0}^2 > 5 \quad (2-23)$$

Es posible concluir por tanto, que el rango de aplicabilidad de la O.C será muy amplio ya que, salvo de necesitar condiciones de contorno aguas abajo, para las cuales el modelo es insensible, para las pendientes que encontramos habitualmente en los elementos de la ciudad, tales como tejados, cubiertas o calles, éste nos permitirá obtener resultados óptimos. A pesar de ello para pendientes iguales a 0,001% o inferiores deberemos buscar otros modelos más completos para obtener buenos resultados en el estudio, ya que en estas situaciones los términos eliminados de las ecuaciones de Saint-Venant para obtener la aproximación, adquieren demasiado peso como para poder despreciarlos sin cometer un error importante.

2.5 Propagación de caudales en calles

En lo referente a la propagación de caudales, también se utilizarán las ecuaciones de Saint-Venant. La elección de utilizar o no las ecuaciones completas vendrán determinadas por dos factores:

- Generalmente trataremos con pendientes medias/altas, no será muy frecuente encontrarnos pendientes inferiores al 1%.
- Debido a estas pendientes nos encontraremos ante un flujo rápido enseguida.

Si recordamos el rango de aplicabilidad definido anteriormente para el modelo de O.C. podemos ver cómo nos ajustamos perfectamente a las restricciones planteadas. Por ello de nuevo se ha decidido la utilización de esta formulación para la resolución de propagación de caudales en las calle.

El planteamiento físico utilizado es el mismo que en la transformación lluvia-caudal, salvo que no se adoptará como variable incógnita el caudal unitario “q” sino el caudal circulante “Q” que se propaga por el canal y que además lo podemos expresar mediante la conocida fórmula de Manning:

$$Q = A \cdot V = \frac{A}{n} \cdot R_h^{\frac{2}{3}} \cdot S_0^{\frac{1}{2}} = \frac{A^{\frac{5}{3}}}{n \cdot P_m^{\frac{2}{3}}} \cdot S_0^{\frac{1}{2}} \quad (2-24)$$

Donde **A** es la sección transversal ocupada por el caudal, **P_m** es el perímetro mojado de calle por este caudal, **n** es el coeficiente de rugosidad y **S₀** la pendiente longitudinal.

Una de las ventajas que aporta la O.C. es que permite introducir de una manera cómoda y sencilla los caudales aportados al canal central producto de la escorrentía de los planos laterales.

Nótese que la obtención de la formulación siguiente es producto de poner las ecuaciones anteriormente planteadas de O.C (2-8 y 2-9). para transformación de lluvia-caudal en función de Q como única variable dependiente.

Para llegar a la expresión final de la O.C. se procede:

Despejando inicialmente el valor de A de la ecuación (2-24) planteada anteriormente:

$$A = \left(\frac{A^{\frac{5}{3}} n \cdot P_m^{\frac{2}{3}}}{S_0^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{5}} \cdot Q^{\frac{3}{5}} = \alpha \cdot Q^{\beta} \quad (2-25)$$

Siendo:

$$\alpha = \left(\frac{A^{\frac{5}{3}} n \cdot P_m^{\frac{2}{3}}}{S_0^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{5}} \quad \text{y} \quad \beta = \frac{3}{5} \quad (2-26)$$

Derivando A respecto al tiempo:

$$\frac{\partial A}{\partial t} = \alpha \cdot \beta \cdot Q^{\beta-1} \cdot \frac{\partial Q}{\partial t} = 0 \quad (2-27)$$

Y nuevamente substituyendo la expresión obtenida en las ecuaciones de Saint-Venant reducidas (figura 2-9), obtenemos la expresión que nos gobernará el movimiento del flujo a lo largo del canal:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \alpha \cdot \beta \cdot Q^{\beta-1} \cdot \frac{\partial Q}{\partial t} = q \quad (2-28)$$

Para resolver la ecuación aquí planteada en forma numérica, las derivadas espaciales y temporales de Q se deben aproximar de nuevo mediante la malla $x-t$ (espacio-tiempo) similar a la usada en la transformación lluvia-caudal figura 2-13. El valor desconocido de la malla es Q_{j+1}^{k+1} mientras que los anteriores son los calculados previamente usando las condiciones de contorno e inicial.

Para la resolución de dicha ecuación podemos plantear dos resoluciones mediante diferencias finitas: un esquema lineal y otro no lineal.

Es importante plantear la resolución de la ecuación mediante los dos esquemas, lineal y no lineal, ya que la resolución del esquema lineal nos resultará muy útil como aproximación inicial en la resolución del esquema no lineal.



Figura 2-15. Propagación de caudal por la rigola

2.5.1 Esquema lineal

El esquema de diferencias finitas planteado en la resolución de la ecuación de O.C. para propagación, vuelve a ser otra vez un esquema implícito de

diferencias hacia atrás. Utilizando un esquema de este tipo en la resolución obtendremos una convergencia del método prácticamente asegurada. A continuación se muestra la malla x - t además de los esquemas de aproximación para Q tanto temporal como espacial.

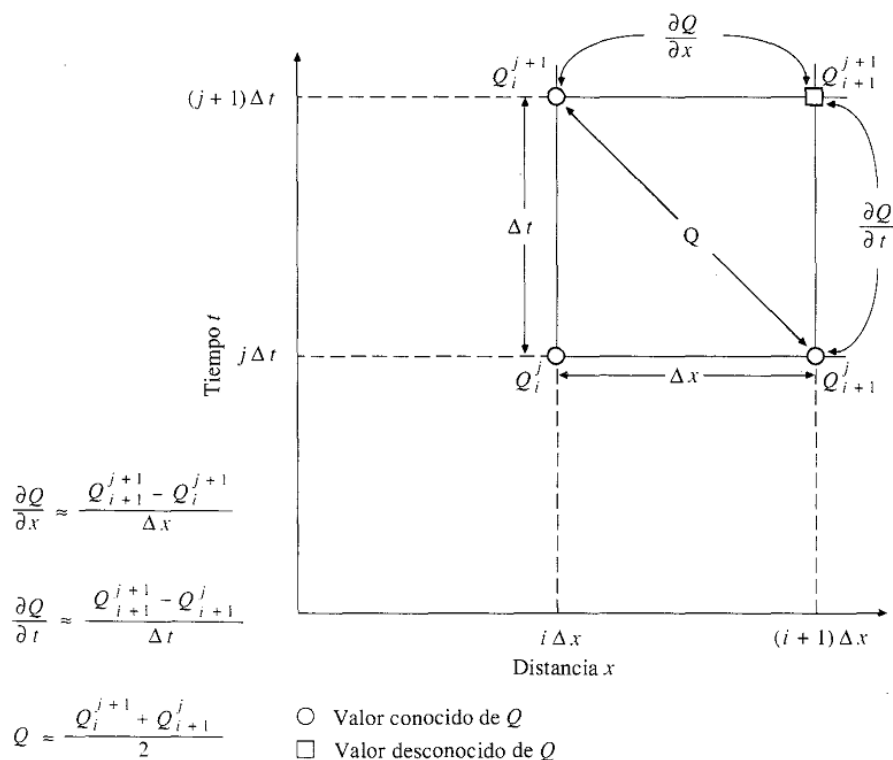


Figura 2-16. Malla X-T (espacio - tiempo) en diferencias finitas para esquema lineal

Como se puede apreciar en la figura 2-14 el valor del caudal Q conocido se ha aproximado mediante el promedio de los valores de la diagonal de la caja x - t , $Q \approx \frac{Q_j^{k+1} + Q_{j+1}^k}{2}$ asegurando un valor mucho más ajustado a la realidad que no utilizando simplemente el valor de Q_j^{k+1} o Q_{j+1}^k .

El valor del caudal de aportación lateral q , se encuentra promediando los valores en la $(j+1)$ -ésima línea de distancia:

$$q \approx \frac{q_{j+1}^{k+1} + q_{j+1}^k}{2} \quad (2-29)$$

Sustituyendo las ecuaciones anteriores en (2-28) se obtiene la forma de diferencias finitas de la onda cinemática lineal:

$$\frac{Q_{j+1}^{k+1} + Q_j^{k+1}}{\Delta x} + \alpha \cdot \beta \cdot \left(\frac{Q_{j+1}^k + Q_j^{k+1}}{2} \right)^{\beta-1} \cdot \left(\frac{Q_j^{k+1} + Q_{j+1}^k}{\Delta t} \right) = \frac{q_{j+1}^{k+1} + q_{j+1}^k}{2} \quad (2-30)$$

En esta ecuación aislando la incógnita Q_{j+1}^{k+1} :

$$Q_{j+1}^{k+1} = \frac{\left[\frac{\Delta t}{\Delta x} \cdot Q_j^{k+1} + \alpha \cdot \beta \cdot Q_{j+1}^k \cdot \left(\frac{Q_{j+1}^k + Q_j^{k+1}}{2} \right)^{\beta-1} + \Delta t \left(\frac{q_{j+1}^{k+1} + q_{j+1}^k}{2} \right) \right]}{\left[\frac{\Delta t}{\Delta x} + \alpha \cdot \beta \cdot \left(\frac{Q_{j+1}^k + Q_j^{k+1}}{2} \right)^{\beta-1} \right]} \quad (2-31)$$

Como se ha indicado anteriormente los valores de Q obtenidos mediante este esquema lineal de O.C. nos serán muy útiles para, por un lado, disminuir de forma importante el coste computacional del esquema no lineal pudiendo proporcionar una muy buena aproximación inicial al esquema, y por otro lado resolver de manera sencilla la obtención de Q para asegurar la convergencia rápida y sin oscilaciones importantes del esquema no lineal.

2.5.2 Esquema no lineal

El esquema no lineal de O.C. se contempla tras considerar la dependencia del caudal Q considerado antes conocido, como una aproximación del mismo en diferencias finitas que tiene una parte conocida y otra incógnita. Substituyendo en la ecuación general de O.C. con las mismas aproximaciones planteadas en el esquema lineal y substituyendo además el valor de Q por $Q \approx Q_{j+1}^{k+1} + Q_{j+1}^k$ obtenemos la ecuación ya despejada, donde tenemos en el lado izquierdo la incógnita Q_{j+1}^{k+1} y en el otro lado los datos conocidos:

$$\frac{\Delta t}{\Delta x} \cdot Q_{j+1}^{k+1} + \alpha \cdot (Q_{j+1}^{k+1})^\beta = \frac{\Delta t}{\Delta x} \cdot Q_j^{k+1} + \alpha \cdot (Q_{j+1}^k)^\beta + \Delta t \left(\frac{q_{j+1}^{k+1} + q_{j+1}^k}{2} \right) \quad (2-32)$$

El planteamiento para la resolución del esquema no lineal planteado será mediante un esquema de solución numérica como el método de Newton.

El lado derecho conocido en cada punto de la malla de diferencias finitas es:

$$C = \frac{\Delta t}{\Delta x} \cdot Q_j^{k+1} + \alpha \cdot (Q_{j+1}^k)^\beta + \Delta t \left(\frac{q_{j+1}^{k+1} + q_{j+1}^k}{2} \right) \quad (2-33)$$

Del cual se define el error residual $f(Q_{j+1}^k)$ utilizando la ecuación como:

$$f(Q_{j+1}^{k+1}) = \frac{\Delta t}{\Delta x} \cdot Q_{j+1}^{k+1} + \alpha \cdot (Q_{j+1}^{k+1})^\beta - C \quad (2-34)$$

La primera derivada es

$$f'(Q_{j+1}^{k+1}) = \frac{\Delta t}{\Delta x} + \alpha \cdot \beta \cdot (Q_{j+1}^{k+1})^{\beta-1} \quad (2-35)$$

El objetivo es encontrar el valor de Q_{j+1}^{k+1} que obligue a $f(Q_{j+1}^{k+1})$ a ser igual a 0.



Iterando con el esquema de Newton

$$(Q_{j+1}^{k+1})_{k+1} = (Q_{j+1}^{k+1})_k - \frac{f(Q_{j+1}^{k+1})_k}{f'(Q_{j+1}^{k+1})_k} \quad (2-36)$$

El criterio de convergencia vendrá determinado por el valor del error:

$$\left| f(Q_{j+1}^{k+1})_{k+1} \right| < \varepsilon \quad (2-37)$$

Tal como ya se ha comentado éste es un esquema incondicionalmente estable, independiente de los valores Δt , Δx y de la condición inicial tomado en el cálculo.

3. Captación de escorrentía: sumideros y rejías. Hidráulica de captaciones

El funcionamiento hidráulico de estos elementos tan importantes de captación es una materia poco estudiada por los fabricantes de rejillas. Actualmente existen muchos tipos de rejillas, algunas que captan más que otras, que tienen mayor área, más huecos, barras diagonales o rectas, pero el motivo de esta diversidad de diseños no responde generalmente a un objetivo de mejorar la captación de estos elementos sino que responden a criterios principalmente estéticos i estructurales. Lo que se busca en el diseño de estos elementos por parte de los fabricantes de dichas piezas es la mejor integración con el entorno urbano y resistencias adecuadas para su uso.

Es por ello que diferentes organismos ajenos a los fabricantes de rejías, han emprendido diversos estudios que permitan evaluar a otros niveles la eficiencia en la captación de los flujos superficiales.

Americanos y australianos han sido los que más han investigado respecto a la captación de estos elementos y han propuesto algunas formulaciones empíricas que permiten definir estos parámetros siendo visto estos elementos como un vertedero o como desagüe de fondo para estos caudales.

3.1 Tipología de sumideros habituales

En la actualidad se pueden encontrar cuatro tipos genéricos de imbornales, cuya utilización está en función de la geometría de la calle, la pendiente longitudinal, la presencia de material susceptible a la colmatación de estos, etc.:

- El imbornal rejilla (a)
- El imbornal buzón (b)
- El imbornal mixto (c)
- El imbornal caz (d)

Que se esquematizan en la figura siguiente 3-1

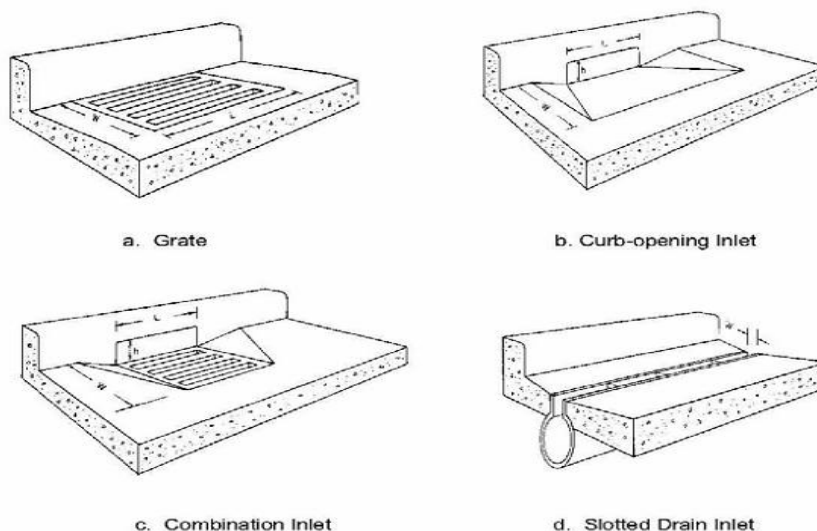


Figura 3-1. *Tipología estándar de rejillas de imbornales*

El **imbornal rejilla** (a) principalmente se caracteriza por ser capaz de conservar eficiencias hidráulicas aceptables con pendientes medias y altas. A pesar de ello presenta dos inconvenientes:

1. Es muy susceptible a la colmatación si existe transporte de material en suspensión, perdiendo eficiencia debido a esta colmatación, por lo que exige un mantenimiento periódico y pierde eficiencia debido a esta colmatación.
2. Puede suponer un peligro para las bicicletas si presenta un luz libre entre rejillas es superior al ancho estándar del tamaño de rueda. Actualmente se encuentran muchos diseños con barras inclinadas o transversales que mitigan en gran medida este problema.

El **imbornal buzón** (b) es el más adecuado para bajas pendientes, donde el flujo 2-D coge más fuerza, en puntos bajos, y en lugares donde hay posibilidad de existencia de material en suspensión. Al aumentar el pendiente de la calle su eficiencia se ve enormemente disminuida.

El **imbornal mixto** (c) obviamente dispone de las ventajas de ambos tipos de imbornal anteriores, siendo también posible combinarlos en serie, primero el imbornal buzón que se encargará de captar el material en suspensión y luego el de rejilla para captar mayor flujo sin quedar obturado.

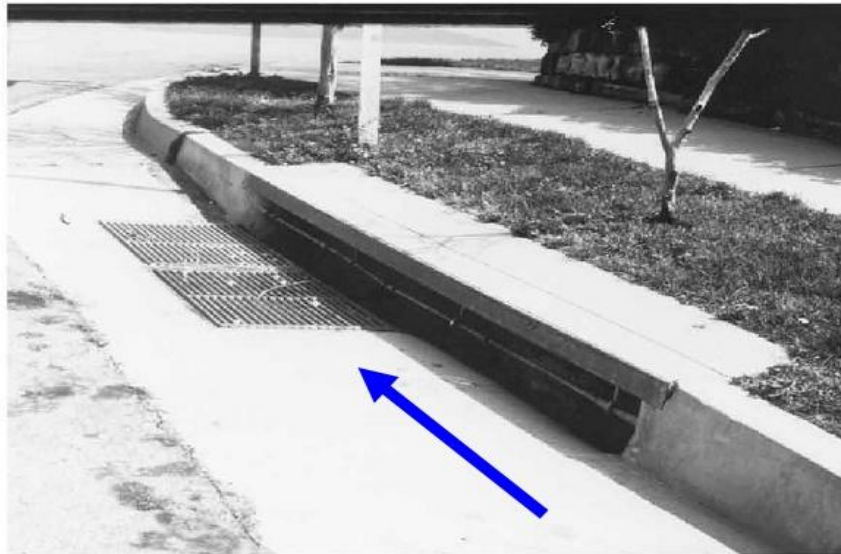


Figura 3-2. Combinación en serie del imbornal buzón y rejilla

El **imbornal caz** (d) es eficaz en secciones anchas de calzada y donde la presencia de suciedad y escombros no sea un factor crucial ya que es el más sensible a la colmatación

3.2 Hidráulica de la captación mediante sumideros

El planteamiento utilizado para definir la eficiencia de los imbornales en la captación de caudales que se propone en este trabajo es el realizado por el Departamento de Ingeniería Hidráulica, Marítima y Ambiental de la ETSECCPB en un estudio reciente para CLABSA (Gómez et al., 2001). En este estudio se propone una relación de proporcionalidad entre el caudal circulante por la calle y el caudal captado por el sumidero, mediante el factor de eficiencia de la reja. Asimismo se establece que este factor de proporcionalidad no toma un valor fijo dependiendo de la reja, sino que depende además de los parámetros geométricos, del propio caudal circulante por la calle y del calado “y” de este mismo.

Este valor de la eficiencia E de captación se define como

$$E = A \cdot \left(\frac{Q_3}{y}\right)^{-B} \quad (3-1)$$

Donde A y B son los coeficientes de ajuste geométricos del imbornal.

3.2.1 Capacidad de captación de sumideros por FLUMEN-UPC

El objetivo principal del estudio era el de poder determinar de una manera experimental y en función de las condiciones de contorno, geometría de la calle, lluvia, caudal, etc. una serie de relaciones matemáticas que nos permitieran determinar la eficiencia de captación de una forma genérica para las rejillas de una ciudad. Poder establecer así, una formulación válida para cualquier tipo de rejilla y situación de esta. Se pretendió entonces dar respuesta a lo que hasta ahora solo había respondido a criterios no hidráulicos y permitir así aumentar la calidad en el dimensionamiento de las redes de drenaje urbanas.

Para llevar a cabo el desarrollo de dicho estudio se construyó en el mismo laboratorio una plataforma que presenta unas dimensiones de 5.5 m de largo por 4 de ancho, permitiendo una zona de ensayo útil de 5.5 m x 3 m, simulado un vial urbano estándar. Esta plataforma apoyada en tan solo tres puntos permite ajustar las pendientes tanto longitudinal, hasta un 10 % como transversal hasta un 4 %, ajustando las alturas de éstos. Situado en la cabecera un depósito de agua que permite aportar el agua de una manera suave proporcionando una condición de contorno que permita al agua alcanzar de una forma rápida el movimiento en una dimensión. Los ensayos llevados a cabo se realizaron para caudales de paso de 20 a 200 l/s. Este mecanismo permite la realización de ensayos a escala real.



Figura 3-3. Plataforma de ensayo para imbornales

3.2.1.1 Principales conclusiones

Del estudio en cuestión se obtuvieron rápidamente algunas conclusiones:

1. Las variaciones en los pendientes transversales y longitudinales tiene un fuerte impacto sobre la captación de flujo por parte del imbornal. La eficiencia de estos puede variar en el entorno del 50 % para caudales bajos, de entre 20 a 50 l/s. Para caudales más elevados i pendientes altas los valores caen al 10 o 20 %.
2. La pendiente longitudinal tiene un efecto directo sobre la eficiencia en valores del entorno del 2 al 4 %, por encima de estos, la eficiencia casi no se ve modificada bajo un valor residual constante.
3. EL comportamiento de todas las rejillas estudiadas es muy similar para valores bajos de los caudales, de 20 a 50 l/s, en cambio para caudales más elevados ya se presentan diferencias substanciales.
4. Pendientes longitudinales menores al 1 % producen un flujo bidimensional sobre la plataforma, siendo unidimensional para valores superiores.

Una vez extraídas estas conclusiones preliminares restaba el estudio exhaustivo de los resultados obtenidos. Diversos autores en estudios preliminares habían establecido ajustes lineales para la relación Q_3/y y E de captación. Este ajuste permitía definir una recta para cada caudal circulante por la calle, pero no resultaba del todo ajustado para caudales medios y bajos. Por ello a base de un tanteo entre diferentes tipos de ajustes se determina que la mejor relación entre la **eficiencia** de captación y la relación Q_3/y , caudal circulante entre calado, es mediante una expresión tipo exponencial:

$$E = A \cdot \left(\frac{Q_3}{y}\right)^{-B} \quad (3-2)$$

Donde Q es el caudal circulante, y el calado del mismo, y A y B parámetros de ajuste de la relación obtenidos directamente del ensayo y el ajuste de la expresión.

	REJA 1	REJA 2	REJA 3	REJA 4	REJA 7	REJA 8	REJA 9
A	0.47	0.4	0.39	0.44	0.52	0.73	0.67
B	0.77	0.82	0.77	0.81	0.74	0.49	0.74

Figura 3-4. Coeficientes A y B para los imbornales estudiados

Cabe destacar que esta expresión sólo tiene validez para secciones donde el ancho de media calzada sea de 3 metros, para anchos diferentes se debe modificar dicha expresión ajustando el caudal de 3 metros al caudal de calle, mediante la relación de proporcionalidad siguiente:

$$V_m = \frac{Q_{3\text{metros}}}{A_{3\text{metros}}} = \frac{Q_{\text{calle}}}{A_{\text{calle}}} \quad (3-3)$$

Así se puede establecer una serie de fórmulas corregidas para la obtención de dicha eficiencia en función de cualquier tamaño de calle que se presentan en la siguiente tabla:

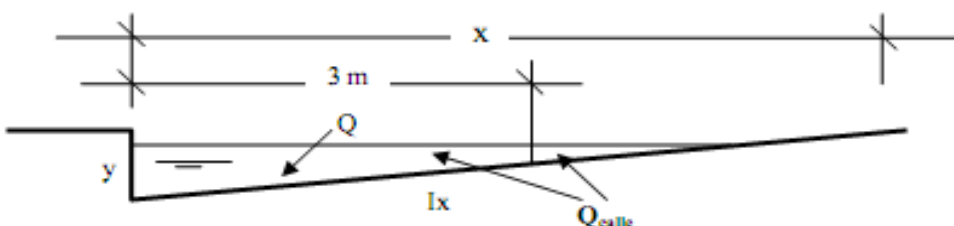
Ancho de media calzada $x = 3 \text{ m}$	
Para cada y	$E = E' = A \left(\frac{Q_{\text{calle}}}{y} \right)^{-B}$
Ancho de mitad calzada $x < 3 \text{ m}$	
$y \leq x \cdot l_x$	$E = E' = A \left(\frac{Q_{\text{calle}}}{y} \right)^{-B}$
$x \cdot l_x \leq y \leq 3 \cdot l_x \text{ m}$	$E' = A \cdot \left[\frac{Q_{\text{calle}}}{y} \cdot \frac{1}{1 - \left(1 - \frac{x \cdot l_x}{y} \right)^2} \right]^{-B}$
$y \geq 3 \cdot l_x \text{ m}$	$E' = A \cdot \left[\frac{Q_{\text{calle}}}{y} \cdot \frac{1 - \left(1 - \frac{3 \cdot l_x}{y} \right)^2}{1 - \left(1 - \frac{x \cdot l_x}{y} \right)^2} \right]^{-B}$
Ancho de mitad calzada $x > 3 \text{ m}$	
$y \leq 3 \cdot l_x \text{ m}$	$E = E' = A \left(\frac{Q_{\text{calle}}}{y} \right)^{-B}$
$3 \cdot l_x \text{ m} \leq y \leq x \cdot l_x \text{ m}$	$E' = A \cdot \left[\frac{Q_{\text{calle}}}{y} \cdot \left(1 - \left(1 - \frac{3 \cdot l_x}{y} \right)^2 \right) \right]^{-B}$
$y \geq x \cdot l_x \text{ m}$	$E' = A \cdot \left[\frac{Q_{\text{calle}}}{y} \cdot \frac{1 - \left(1 - \frac{3 \cdot l_x}{y} \right)^2}{1 - \left(1 - \frac{x \cdot l_x}{y} \right)^2} \right]^{-B}$
 <p>Condición: $x > 3 \text{ m}$ $3 l_x \text{ m} \leq y \leq x l_x \text{ m}$</p>	
donde: y es el calado (m) Q_{calle} es el caudal de paso por la mitad de la calle (m^3/s) l_x es la pendiente transversal de la calle (m/m) E' es la eficiencia de captación del sumidero relativa a un ancho de calle $x = 3 \text{ m}$ $Q_{\text{int}} = E' Q$ Q = caudal relativo a un ancho de calle $x = 3 \text{ m}$ (m^3/s) $E = Q_{\text{int}} / Q_{\text{calle}}$ Q_{int} = caudal efectivo interceptado por el sumidero (m^3/s) E = eficiencia de captación efectiva	

Figura 3-5 Tabla para la obtención de la eficiencia de captación para cualquier ancho de calle

A continuación en la figura 2-6 podemos ver la relación de datos obtenida para una reja tipo y su ajuste mediante la expresión propuesta:

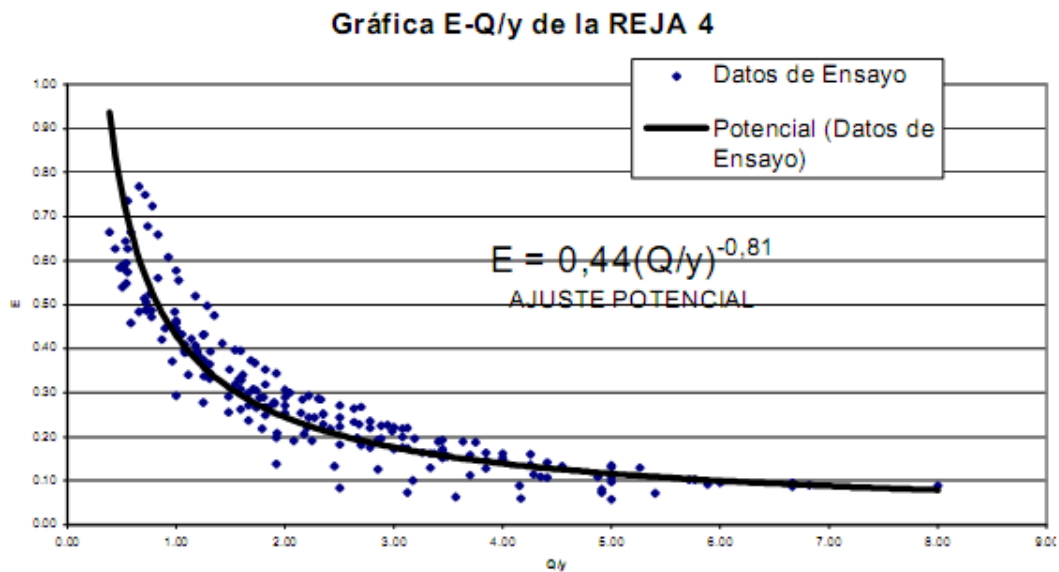


Figura 3-6. Curva Eficiencia – Q/y para un imbornal

Sólo falta completar dicha formulación con la aproximación de los valores A y B, de ajuste de la exponencial, sin necesidad de recurrir a nuevos ensayos de laboratorio.

Para ello se propone una relación de dichos parámetros con la geometría directa de los elementos que componen la reja, y se propone una aproximación de cada uno de ellos:

$$A = \frac{0.39}{A_g^{-0.35} \cdot p^{-0.13}} \cdot (n_t + 1)^{0.01} \cdot (n_l + 1)^{0.11} \cdot (n_d + 1)^{0.03} \quad (3-4)$$

$$B = 0.36 \cdot \frac{\text{long}}{\text{anch}} \quad (3-5)$$

Donde:

A_g es el área que engloba a los huecos

p es el porcentaje de huecos respecto al área que los engloba a todos

$$p = \frac{A_{\text{huecos}}}{A_g}$$

n_t el número de barras transversales

n_l el número de barras longitudinales

n_d el número de barras diagonales

long es la longitud de la reja

anch es el ancho de la reja

A pesar de tratarse de una aproximación comprobaciones realizadas con las rejas ya ensayadas describen que los resultados se ajustan con un muy buen grado de similitud.

Hay que tener en cuenta también, que toda esta formulación está limitada por un rango de aplicabilidad en cuanto a la geometría de las rejas. Dicho de otra manera esta formulación sólo servirá para rejas con un ancho comprendido entre 17 y 150 cm y una longitud comprendida entre 18 cm y 2 m.

Cabe destacar que de los estudios también se extraen dos conclusiones muy importantes, sobre todo a nivel práctico:

- La eficiencia aumenta de manera importante con el ancho de la misma, a pesar de ello, este aumento de eficiencia disminuirá a partir de un metro de ancho, a partir de entonces aún y no ser despreciable no tendrá la misma influencia. Por esta misma razón no es aconsejable la colocación de rejas transversales de lado a lado de la calzada, ya que a menos de no tener caudales importantes en el centro de la calzada no ayudarán de una manera determinante a la captación de caudales.
- La longitud de la reja obviamente también aumenta la eficiencia de la misma pero a partir del metro de longitud, ésta no aumenta de manera apreciable la eficiencia en la captación. Se recomienda por tanto colocar rejas dos rejas en paralelo que no dos en serie.

Una reflexión aparecida a posteriori es que la eficiencia de cada una de las rejas obtenida mediante los ensayos pone de manifiesto que unas rejas captan más que otras, pero en términos absolutos. Pero esto también puede deberse a que la que capta mayor caudal tenga mayor área de agujeros, y que éste hecho no responda a un mejor funcionamiento hidráulico de la misma.

Por ello se propone, de acuerdo con otros estudios previos, establecer un coeficiente de desagüe, que permita una comparación directa entre las rejas y valorar su rendimiento hidráulico. A pesar de ello este coeficiente es una aproximación y resulta válido siempre que usemos caudales relativamente elevados, en el entorno de 50 l/s para arriba.

Dichos coeficientes para las rejas ensayadas son los indicados en la figura 3-7.

	REJA 1	REJA 2	REJA 3	REJA 4	REJA 7	REJA 8	REJA 9
C_d	0.2	0.245	0.33	0.27	0.24	0.22	0.16

Figura 3-7. Coeficiente de desagüe para los imbornales estudiados

De todas maneras lo más importante de este coeficiente es que nos permite evaluar desde un punto de vista hidráulico la relación de la geometría de la reja con el rendimiento de captación de flujo, a igualdad de área de agujeros.

4. Criterios de riesgo asociados al flujo en las calles

Antes de entrar en el tema de criterios de riesgo asociados al flujo en las calles, hay que valorar cómo se lleva a cabo el diseño de una red y cuáles son los criterios de diseño de esta.

Principalmente el criterio de diseño de una red se basa en la elección del periodo de retorno que debe evacuar dicha red para permitir el normal desarrollo de las actividades socio-económicas. Cuanto mayores sean las dimensiones de la red, menos probabilidades tiene de verse superada su capacidad de desagüe, y menos problemas de inundación encontraremos en la superficie de la ciudad. Pero por supuesto no se puede asegurar nunca que la estructura no va a fallar, por un proceso de lluvia mayor al considerado o un mismo fallo de esta.

Este criterio de diseño mediante un periodo de retorno, a su vez exige otro tipo de análisis, ya que si bien podemos diseñar la red para cualquier periodo de retorno, los costes de ejecución de la infraestructura crecerán también con este periodo.

4.1 Flujo dual, criterio de diseño: caudal captado por sumideros y caudal circulante en calles

Por otro lado y debido a la complicación del análisis anterior las administraciones de los diferentes países recurren a otros criterios para este efecto. Por ejemplo en los países nórdicos el nivel de seguridad de las infraestructuras es relativamente bajo, de 2 a 5 años. Pero sin embargo se considera en el dimensionamiento un estudio conjunto del comportamiento de la red enterrada y del flujo en la calle, aceptando entonces un sistema de drenaje dual. Ello supone aceptar la presencia del agua en el diseño de la ciudad en superficie, previniendo vías de circulación y puntos de recogida. Así utilizan el criterio de que parte del caudal circula por la red subterránea y parte por la calle cuando la capacidad de la red es superada. Este planteamiento es muy importante y da una visión totalmente diferente sobre el drenaje urbano y supone un fuerte impacto en la reducción de costes, si conseguimos diseñar una red superficial en condiciones y con relativa capacidad para transportar un volumen de flujo considerable. A su vez este planteamiento genera una complicación en el cálculo de la red de drenaje, ya que hasta ahora el sistema de drenaje estaba constituido por los sistemas subterráneos y elementos de captación.

Planteada esta nueva visión sobre el drenaje urbano debemos tomar una nueva perspectiva en el cálculo de las redes y asumir que la conexión entre la red

superficial y la red subterránea, realizada mediante los imbornales, serán los encargados de limitar el flujo superficial, además de introducirlo en la red. De esta manera el diseño de la red de drenaje no solo se ha de limitar al periodo de retorno sino que se debe extender el análisis de esta al funcionamiento de tres subsistemas:

- Análisis de la escorrentía en las calles y el resto de superficie de la ciudad
- Análisis del sistema de recogida
- Análisis de capacidad de la red de alcantarillado

Verificando que cada uno de ellos funciona correctamente bajo sus criterios de diseño y que el conjunto es capaz de evitar inundaciones y transportar el flujo deseado durante un episodio de lluvia.

Concretamente en España no existe una legislación al respecto pero los valores de diseño más habituales encontrados en las ciudades es para un periodo de retorno de 10 años. Si se hace distinción en puntos considerados estratégicos donde podemos llegar a los 25 años o incluso a los 50 para zonas de carácter especial, como paso de evacuación o acceso de servicios de urgencia.

Así podemos llegar a la conclusión de que los criterios aplicados son muy distintos y variados, pero si tienen algo en común y es que el sistema de drenaje de una población es un sistema compuesto de tres elementos: la red de drenaje enterrado, los imbornales que captan el caudal y por la red superficial formada por las calles de la ciudad.

Los primeros problemas de inundación se detectan en las calles y hay que establecer entonces unos criterios de circulación para este flujo, para evitar que circule de manera desordenada y descontrolada sobre la superficie de la cuenca.

Este sistema de flujo dual o red combinada, exige un dimensionado conjunto, para evitar que los caudales de circulación crezcan de manera descontrolada, llegando a ser elevados y poniendo en riesgo a los peatones i/o conductores, e introducir el agua en la red. Se ha de tener en cuenta que un diseño de la red de drenaje de estas características es muy positivo, ya que se puede contar entonces con una capacidad adicional del sistema que brinda esta conducción controlada por las calles, disminuyendo también los costes de la obra.

4.2 Flujo en calles en tiempo de lluvia

Asumido que existirá un flujo por la superficie de las ciudades en un episodio de lluvia y que la calle forma parte de la red de drenaje, veremos cómo circula éste por las mismas.

Hay que tener en cuenta que a priori las calles, sobretodo en Catalunya y España, no se diseñan para conducir el agua de lluvia en grandes cantidades, dicho de otra manera no son canales de circulación natural de agua, sino medios para la circulación de vehículos. A pesar de ello si permiten la circulación de un pequeño caudal, que se genera en la misma calle y debe ser captado en el transcurso de su trayecto por un imbornal.

Desde un punto de vista hidráulico, en una red de calles se distinguen dos elementos, por un lado las calles y por otro los cruces. El flujo sobre una calle puede considerarse unidimensional, mientras que el flujo en los cruces puede ser bidimensional, o incluso tri-dimensional, hecho que obliga a estudiarlos por separado.

Como nuestro trabajo lo que pretende es dar un dimensionamiento de la separación de imbornales en una tramo de calle, solo nos centraremos en estos elementos dejando los cruces de lado.

El elemento calle se puede considerar, para hacer el estudio hidráulico de su comportamiento, como un elemento unidimensional de circulación de flujo en lámina libre.

Las secciones transversales de las calles, generalmente están compuestas por los mismos elementos: línea de edificación, acera, bordillo y calzada, y con una disposición simétrica de estos elementos, con respecto a la calzada.

En la realización de este trabajo, para el desarrollo del software propuesto, se han considerado dos secciones tipo de calle. La sección convencional estándar, también llamada sección Gutter, y la sección triangular simétrica, donde el eje de la calzada es el vértice inferior del triángulo. Esta última se ha considerado importante incluir como alternativa a elegir en el cálculo de la separación de imbornales, porque en diferentes barrios de Barcelona, generalmente con problemas de espacio para la convivencia vehículo peatón, se ha estandarizado mucho.

Las calles, independientemente de la sección las podemos definir por las características geométricas de la misma:

Pendiente longitudinal, que generalmente es constante y permite la circulación en la dirección de la misma.

Pendiente transversal, definimos este parámetro como la pendiente que tienen la calzada y el bordillo con el fin de acumular el agua junto a los bordillos en el caso de la sección Gutter y al centro de la calzada en el caso de de sección triangular.

Ancho de acera y calzada, que determinarán la cantidad de agua generada en un proceso de lluvia.

Coeficientes de rugosidad de los mismos.

4.3 Parámetros hidráulicos del flujo. Criterios de valores límites. Ejemplos

Para evaluar el movimiento del flujo por las calles y asegurar que este ni crece ni discurre incontroladamente, se han de definir unos criterios a partir de los cuales este flujo sea peligroso para el ciudadano y por lo tanto no pueda sobrepasar esos límites.

Estos criterios son los llamados criterios de riesgo. Éstos pretenden aunar diferentes propiedades del flujo y establecer unos valores de algunos parámetros o relaciones de estos para que se cumplan estos criterios de seguridad en la circulación de peatones i/o vehículos por las ciudades.

Es importante valorar que estos criterios son muy variados en función de las administraciones de los diferentes países, de las morfologías de cada zona y de la tipología de calles que se encuentran en las ciudades.

Por poner un ejemplo en Canadá, la composición de la calle es similar a la nuestra pero los bordillos tienen una altura superior permitiendo un mayor flujo por la superficie que en nuestras ciudades.

No hay muchos trabajos referentes a criterios de seguridad en zona urbana, a pesar de ello nombraremos algunos relevantes:

4.3.1 Criterios basados en el calado máximo

El criterio de calado máximo pretende minimizar los daños materiales que una excesiva lámina de agua pueda causar en la ciudad.

Algunas normativas proponen limitar el ancho de inundación a 4,5 m de ancho de calzada, un carril y medio, esto entendiendo que la mayoría de las pendientes transversales ronda al 2% nos da un calado máximo de 9 cm.

Otras normativas menos restrictivas proponen criterios de calado tales que en un suceso de lluvia no permitan el acceso de agua pluvial a los comercios o viviendas, alguno de estos criterios son:

- Criterio Denver: en las calles definidas como locales se permite un calado tal que la cota de la lámina de agua no produzca la inundación de la

planta baja de edificios residenciales, públicos, comerciales e industriales por lo que se acepta hasta un máximo de 45 cm sobre el nivel mínimo de la calle. Se considera que a partir de este calor los vehículos pierden casi la totalidad de la adherencia con el asfalto. Aquellos edificios con cota de rellano inferior a este valor deberán protegerse contra las inundaciones. Calles con mayor importancia, tendrán criterios más restrictivos.

- Criterio del Condado de Clark: para las calles locales con anchos menores a 24 m, se permite considerar un calado máximo sobre el bordillo de 30 cm y evaluar así la capacidad de transporte de la calle. Por otro lado, en las zonas con riesgo de inundación se establece que este nivel de piso terminado en las viviendas debe ser como mínimo de 45 cm sobre el nivel de la parte alta del bordillo.
- Criterio de Austin: Austin reserva una parte de la calzada a la circulación de vehículos de emergencia. Entonces el límite en cuanto al calado máximo permitido variará según los anchos de las calzadas, su pendiente transversal y la altura del bordillo.
- Criterio Mendoza: simplemente establece el límite de calado en 30 cm, ya que considera que éste es el máximo para que no se produzca inundación en edificios públicos o privados.



Figura 4-1. *Inundación por mal funcionamiento de la red de captación*

El criterio de calado máximo tendrá un efecto determinante en el diseño de una red cuanto menos pendiente tenga la calle de estudio y viceversa. Dicho de otra manera calles con pendientes muy bajas resultarán en calados mucho más

elevados, por lo tanto superarán estos criterios de riesgo mucho antes que calles con pendientes elevadas, que resultarán en láminas de agua inferiores.

4.3.2 Criterio de velocidad máxima

Una velocidad excesiva en el flujo circulante por superficie es perjudicial para el peatón incluso puede llegar a serlo para el vehículo.

Esta velocidad del flujo es la encargada de favorecer los arrastres de las personas en el flujo, además de poder ser causantes de pérdida de adherencia entre peatón y suelo. Una velocidad excesiva puede arrastrar objetos que a su vez pueden provocar golpes a otros objetos e incluso personas generando una cadena importante de arrastre.

Diferentes autores exponen que velocidades superiores a 1 m/s pueden ser ya peligrosas para el usuario, y en algún caso pueden significar no poder nadar a contracorriente. En hidrología rural se han establecido criterios que permiten una relación entre calado y velocidad, y que asimismo asumen como máximos admisibles 1 metro de calado y 1 m/s de velocidad. Como se ha dicho este es un criterio para hidrología rural, concretamente para las llanuras de inundación de un río, porque hablar de un metro de calado en ciudad puede resultar descabellado, teniendo en cuenta los criterios actuales.

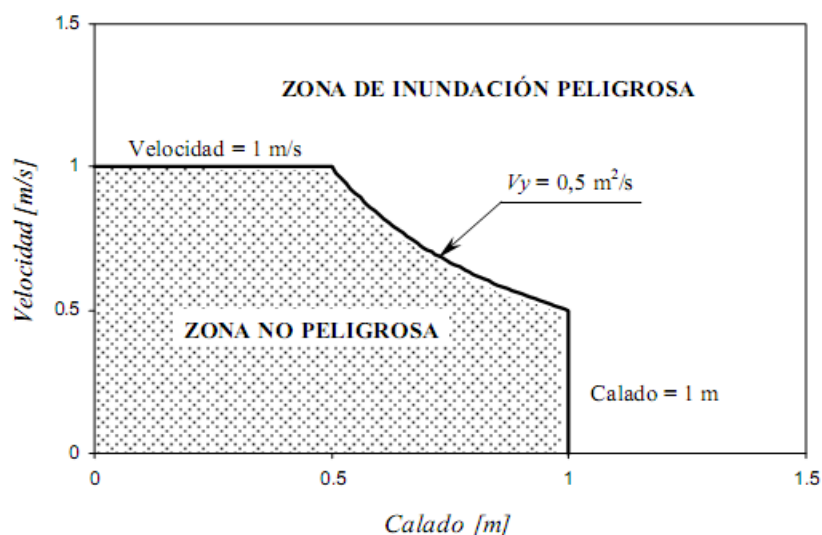


Figura 4-2. Criterios de riesgo por Témez

4.3.3 Criterio de la estabilidad al deslizamiento

En Hidrología Urbana tiene sentido añadir criterios nuevos respecto a la hidrología rural. Como comentábamos antes 1 m de calado es una medida

desproporcionada en ciudad, y que asume un criterio en circunstancias completamente diferentes que en la ciudad.

En ciudad ya hemos comentado que un buen criterio es el del calado, pero generalmente este criterio tiene como objetivo principal salvaguardar los edificios de la entrada de caudal, ya sean público o privados, no el proteger al ciudadano en cuestión de peligrosidad del flujo.

Es por ello que es importante analizar algún criterio de riesgo desde una óptica de peatón, siendo el primero de ellos es el criterio de la estabilidad de deslizamiento. Este criterio conceptualmente es sencillo de entender: la capacidad de un usuario de no verse arrastrado por el flujo circulante en una calle con el pie apoyado en el fondo.

Para determinar el rango de peligrosidad de este criterio en función de los parámetros que nos interesan en el análisis deberemos desarrollar un balance de fuerzas actuantes sobre el pie del peatón.

La fuerza sobre el pie del peatón, debida a la velocidad y el calado del flujo circulante, se puede escribir según Nanía (1999), como:

$$F_1 = \frac{1}{2} \cdot C_d \cdot \rho \cdot A \cdot v^2 \quad (4-1)$$

Donde C_d es el coeficiente de arrastre que depende fundamentalmente de la forma del objeto susceptible a ser arrastrado, ρ la densidad del fluido. A es la proyección frontal del área en donde actúa la fuerza del agua que es igual a y x b , calado por ancho de la pierna, y v la velocidad del fluido.

En el otro lado de la ecuación debemos disponer las fuerzas que evitan este deslizamiento que es la fuerza de rozamiento, y que podemos escribir como:

$$F = \mu \cdot P \quad (4-2)$$

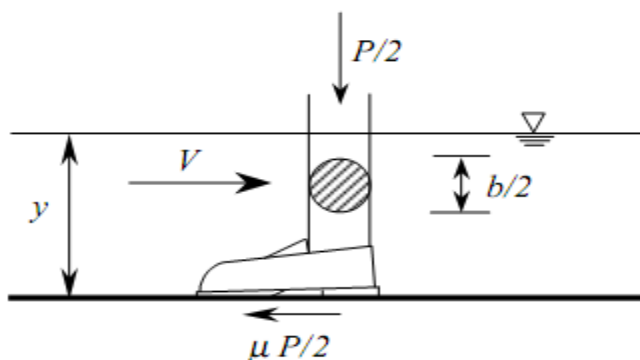


Figura 4-3. Esquema de fuerzas actuantes para el deslizamiento

Dando valor a los diferentes parámetros obtenemos que el valor del producto $v^2 \cdot y \leq 1.23 \frac{\text{m}^3}{\text{s}^2}$.

Se ha de tener en cuenta que para la obtención de dicho valor se han considerado algunas generalidades, como que el tipo de calzado, el peso de la persona, el tamaño de la pierna, el estado de la calzada, etc... que en cada caso pueden variar y deberían ajustarse a la tipología de situación en que nos encontremos.

Se puede entender como una media para valorar una situación estándar.

4.3.4 Estabilidad al vuelco

El siguiente criterio de carácter similar al anterior por valorar el riesgo de un peatón en un suceso de lluvia, es la estabilidad al vuelco del sujeto.

De nuevo enfocando el riesgo sobre un peatón debido a la existencia de un flujo superficial, aparece un nuevo criterio el criterio de vuelco del peatón por el empuje de un flujo.

Este criterio en vez de darnos una relación entre el calado y la velocidad al cuadrado, $v^2 \cdot y$, como el criterio de deslizamiento, nos resultará una relación directa entre velocidad y calado, $v \cdot y$.

Para poder obtener dicha relación se considerará al peatón como un sólido rígido, siendo ésta una aproximación, y se escribirá la ecuación de momentos sobre éste debido a las fuerzas estabilizadoras, y las volcadoras, nuevamente en función de la velocidad y el calado.

La fuerza volcadora en cuestión es la fuerza dinámica del flujo sobre el peatón definida en el deslizamiento, pero multiplicada por la distancia.

$$M_v = F_1 \cdot \frac{y}{2} = \frac{1}{2} \cdot C_d \cdot \rho \cdot A \cdot v^2 \cdot \frac{y}{2} \quad 4-3$$

Así mismo el momento estabilizador vendrá dado por el peso de la persona aplicado en el centro de gravedad de la misma y que tendrá un brazo de palanca igual a la mitad del diámetro de las piernas.

$$M_e = P \cdot \frac{b}{4} \quad 4-4$$

Efectuando el análisis de estabilidad del peatón podemos obtener la relación de $v^2 \cdot y^2 \geq 0.25 \frac{\text{m}^4}{\text{s}^2}$, lo que es lo mismo que $v \cdot y \geq 0.5 \frac{\text{m}^2}{\text{s}}$.

Planteados todos los criterios podemos resumir mediante la siguiente figura las diferentes zonas de peligrosidad en un suceso de inundación o en circulación de un flujo por superficie para el peatón:

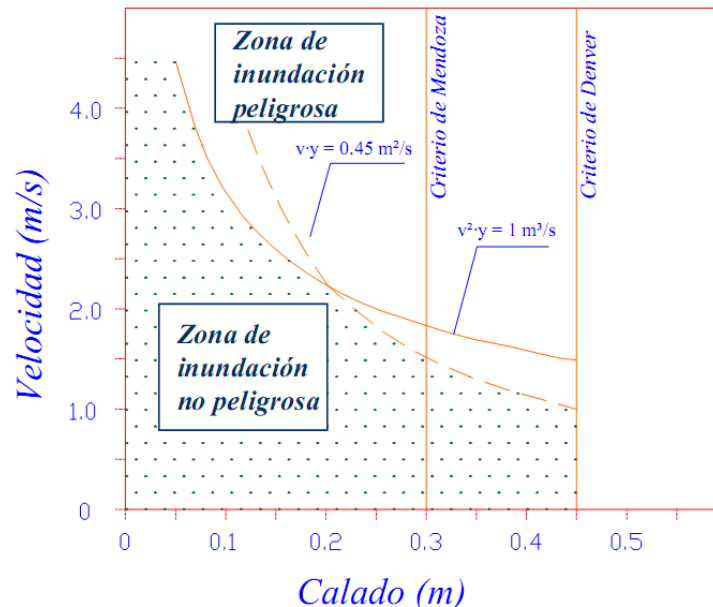


Figura 4-4. Criterios de riesgo para deslizamiento y vuelco

4.4 Resumen y conclusiones

En resumen se puede decir que los criterios de riesgo asociados al flujo superficial de una calle, vendrán determinados inequívocamente por dos parámetros que caracterizan al flujo, que son el calado y la velocidad.

Asimismo hay que valorar la influencia de la pendiente sobre estos mismos y cuáles de ellos generalmente son más restrictivos y acaban marcando el caudal límite de circulación.

En el caso que nos ocupa a nosotros por encontrarnos en Catalunya, donde las administraciones imponen generalmente unos criterios más restrictivos en cuanto al calado y la velocidad ($y=0.09 \text{ m}$ y velocidad $v = 1.5 \text{ m/s}$), observamos que éstos generalmente pasan por encima de los criterios de riesgo de vuelco, $v \cdot y$, y deslizamiento, $v^2 \cdot y$, siendo entonces el calado o la velocidad siempre los limitantes.

Si sustituimos los valores máximos recomendados para velocidad y calado, vemos que el criterio de vuelco en el peor de los casos se situara en $v \cdot y = 0.13$ muy por debajo de los 0.45 permitidos, obtenidos mediante la formulación

anterior. De igual manera para vuelco también en el peor de los casos el valor de $v^2 \cdot y = 0.20$ también se sitúa muy lejos del máximo admitido.

La influencia sobre los parámetros de calado y velocidad del flujo de la pendiente, está muy marcada, lo que quiere decir que ésta tendrá una gran influencia sobre cuál de los dos parámetros limita el caudal circulante, o es el peligroso. Si nos encontramos con pendientes bajas el parámetro que aumenta más rápidamente de los dos es el calado, por ello siempre el criterio de calado será el más restrictivo y será el que nos determinará el caudal límite. Asimismo a la inversa, para pendientes más pronunciadas la velocidad es la que aumenta de valor mucho más rápido que el calado y el criterio de riesgo que impera entonces es el de velocidad determinando esta el caudal límite. En el entorno del 5 % de pendiente longitudinal ambos criterios se equilibran y resulta que el caudal límite es prácticamente igual para ambos.

Entonces, habrá que valorar con cuidado los límites de riesgo impuestos para cada parámetro en función de la pendiente y además estimar su influencia sobre los criterios de vuelco y deslizamiento para determinar su influencia.

5. *Alternativas actuales para el cálculo de separación de imbornales*

Visto todo lo necesario a nivel teórico y práctico para la realización del diseño de una red de imbornales, metodología de cálculo, criterios de riesgo asociados, hidrología de captación de las rejillas, etc..., se plantea cuáles son las herramientas de las que disponemos hoy en día para la obtención de la separación de imbornales en una calle.

Antes, vale la pena recordar los principios en los que se basa el modelado de una calle lo suficientemente larga como para llegar al caudal de estabilización, para así posteriormente ver cómo proceder a la implementación de estos en cada programa:

- 1- El caudal circulante en una calle de geometría constante y suficientemente larga se estabiliza y se convierte en semiconstante. Dicho de otra manera llega un momento que el caudal aportado por el tramo de cuenca por encima del imbornal es el mismo que el caudal captado por este, llegando a esta constancia de aportación-extracción que hace mantener el caudal en una variación constante.
- 2- Se supone un interespaciado de imbornales constante en toda la calle.
- 3- Cada tramo de calle delimitado entre imbornal e imbornal se puede considerar una subcuenca con una aportación de caudal de la cuenca predecesora, una extracción de caudal por el imbornal y la aportación de caudal de la lluvia sobre la misma.
- 4- A nivel de cálculo basta considerar la mitad de la calle debido a su simetría geométrica, y consecuentemente de caudales.

Primero de todo hay que decir que en el mercado existen muchas alternativas, generalmente de pago. Pero a diferencia de otros sectores de la ingeniería, en hidrología, tanto rural como urbana, disponemos de unas herramientas de carácter gratuito, y además de código abierto, cosa que permite su modificación a gusto del usuario para mejorarlas, si cabe en los aspectos deseados.

El desarrollo de dichas herramientas gratuitas se ha llevado a cabo por diferentes organismos estatales Americanos. Cabe remarcar que Estados Unidos tiene una larga tradición en el desarrollo tanto teórico como práctico en el campo de la Hidráulica e Hidrología, cosa que ha derivado en la creación de una serie de software destinado a facilitar la resolución de muchos de los problemas asociados a fenómenos de estas características.

En el campo de la hidráulica, disponemos esencialmente de dos herramientas:

- HEC-RAS
- SWMM

La primera de ellas, HEC-RAS, proviene de The Hydrologic Engineering Center (HEC), una organización que forma parte del Institute for Water Resources, del Cuerpo de Ingenieros de las fuerzas armadas americanas, es una herramienta enfocada principalmente para hidrología rural, dicho de otra manera, al estudio del comportamiento de un tramo de río con una aportación de caudal. Esta herramienta nos permite obtener la distribución de caudales, calados, etc... a lo largo del tramo de río deseado, tanto en régimen permanente como en variable. Es una herramienta muy extendida, sobretodo en Catalunya y España, recogida en las diferentes recomendaciones de las autoridades pertinentes.

Por otro lado tenemos la herramienta SWMM, esta a diferencia de HEC-RAS, tiene un enfoque diferente, y se centra especialmente en la hidráulica en medio urbano, o sea en la hidráulica de conductos para el drenaje urbano. De igual manera nos permite realizar el dimensionamiento o comprobación de nuestras redes mediante todo tipo de formulación expuesta en el trabajo, usando cualquiera de los modelos planteados. Dentro del ámbito urbano es de las herramientas más potentes que disponemos y más versátil, pudiendo modificar cualquier parte de su código a nuestro gusto. Dispone de diferentes geometrías de colectores prediseñadas, aunque podemos introducir una personalizada, y una interfaz visual y cómoda.

En el campo de la hidrología, que es el que nos interesa principalmente a nosotros también disponemos esencialmente de dos herramientas:

- HEC-HMS
- SWMM

De igual manera que para hidráulica, HEC, dispone de una herramienta para el cálculo hidrológico de cuencas. De nuevo presentan una herramienta potente y puntera en el campo de la hidrología que permite la obtención de hidrogramas de salida para cualquier tipo de cuenca y utilizando prácticamente cualquier metodología de cálculo planteada anteriormente. Esta herramienta también se incluye en la mayoría de recomendaciones de las agencias pertinentes. Principalmente está enfocada para hidrología rural, pero se puede adaptar su uso a aplicaciones concretas de hidrología urbana.

De nuevo, el mismo programa SWMM, dispone de opciones para hidrología. Como antes se ha dicho esta herramienta está pensada desde un principio para su uso en hidrología urbana, por ello presenta una metodología de uso más

acorde a cuencas urbanas. A pesar de ello, podría utilizarse también en hidrología rural, aun no estando diseñada para ello.

Como se anunciaba al principio el capítulo disponemos también de una serie de herramientas confeccionadas por diferentes empresas o administraciones, generalmente europeas, pero de carácter privado, obligando a importantes desembolsos económicos para sus licencias de uso. La aparición de las anteriores herramientas gratuitas, sumado a su constante desarrollo y actualización y su potencia de cálculo, dejan un poco de lado el resto de alternativas más costosas, que quedan relevadas a aplicaciones muy concretas y específicas. Por ello en nuestro trabajo solamente nos centraremos en la metodología de uso de las alternativas gratuitas en el campo del cálculo de separación de imbornales.

Esencialmente lo que nos interesa a nosotros es el apartado hidrológico de las aplicaciones antes mencionadas, lo que implica que sólo veremos la metodología para la obtención de separación de imbornales en HEC-HMS y SWMM.

5.1 HEC-HMS, ventajas e inconvenientes

Este programa de simulación hidrológica permite un tratamiento de datos de lluvia, definición de cuencas y transformación de lluvia-caudal, para simular los procesos que ocurren en una cuenca real.

El objetivo es analizar las diferentes ventajas e inconvenientes en el uso de este software en el caso concreto que nos atañe, la obtención del interespaciado de imbornales en una calle, para poder por un lado utilizar esta herramienta para su efecto y por otro poder realizar la que se propone con la mayor precisión posible.

Por un lado hay que destacar la madurez del programa, se trata de una herramienta con muchos años de desarrollo y pulida en diferentes versiones de la misma, además de ampliada en prácticamente todas ellas.

Como se ha dicho en la introducción del capítulo el principal inconveniente es que se trata de una herramienta enfocada principalmente a la hidrología rural, a pesar de ello es posible adaptar los módulos que ofrece sin mayor problema a la hidrología urbana, por ejemplo el módulo que simula embalses se puede utilizar para reproducir el comportamiento de un embalse de laminación subterráneo en línea, el módulo de extracción de caudal en un punto, nos servirá enormemente para simular los sumideros, etc.

El modelo en cuestión es un modelo globalizado, lo que quiere decir que asocia a una cuenca un único juego de parámetros que la definen, por este motivo su

uso requiere que las cuencas sean lo más homogéneas posibles en todos sus parámetros significativos.

A pesar de que esto pueda ser en un primer vistazo un inconveniente se puede resolver de una manera muy sencilla gracias a que el programa permite dividir la cuenca de estudio en tantas subcuencas como se desee, de características homogéneas. Y lo que parecía un inconveniente resulta una ventaja ya que permite asignar a cada una de las subcuencas un grupo de parámetros, logrando así una estimación más ajustada del comportamiento global.

En hidrología esta discretización resulta de gran interés porque si disponemos de la información adecuada, y del detalle necesario, podemos hacer una discretización a un nivel muy alto y detallado, incluso por ejemplo a nivel de tejado a tejado.

Al nivel que nos interesa, esta ventaja en la discretización mediante subcuencas nos será especialmente útil, y más el módulo de extracción de caudal que nos permitirá modelar los imbornales.

Entonces el mecanismo para la obtención de dicho interespaciado en HMS se basará a grandes rasgos en un proceso iterativo, en el que se irá ajustando la separación de imbornales, hasta que el caudal de salida generado por la lluvia sobre la cuenca sea inferior al caudal límite establecido por los criterios de riesgo asociados.

Primero será necesario tener caracterizada la geometría de la calle en todos sus niveles. Una vez definida correctamente ésta, se procederá a la introducción en el programa de los diferentes tramos de calle considerados. Como se ha dicho estos tramos serán homogéneos en todas sus propiedades, tanto físicas como geométricas y sean igual en superficie ya que se exige como condición para el cálculo.

Una vez introducidas las subcuencas que conforman la calle, habrá que caracterizarlas geométricamente, definiendo su área, y hidrológicamente e hidráulicamente introduciendo sus parámetros. Cada cuenca deberá ir conectada una detrás de otra para asegurar la propagación del hidrograma desde el principio de la calle hasta el punto de estabilización. Al final de cada subcuenca se deberá introducir también, mediante el módulo mencionado antes, de captación de caudales, el imbornal, que se encargará de extraer el caudal hacia la red, en función del caudal circulante.

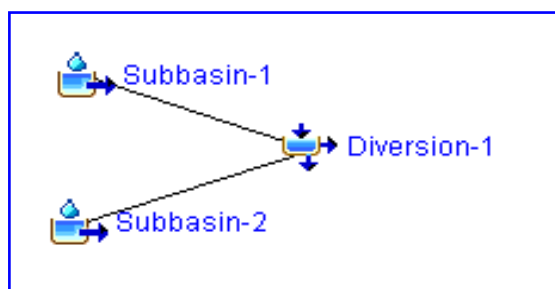


Figura 5-1. Esquema en HEC-HMS de una calle con imbornales

Para poder definir la captación de caudales del imbornal será necesario, previamente a la introducción de datos la obtención de la tabla $Q_{\text{captado}} - Q_{\text{calle}}$. La obtención de dicha tabla o función discreta se realizará mediante los conceptos enunciados en el capítulo 3. Este proceso de obtención puede ser un poco engorroso, pero es fácilmente implementable en un Excel, que te permita la obtención de los datos necesarios modificando solo algunos parámetros. En este trabajo se pretende optimizar este proceso para que el usuario solo deba introducir los parámetros de la calle, de la lluvia, tipo de imbornal y el programa realice todos estos procesos iterativos automáticamente resultando el espaciado entre imbornales.

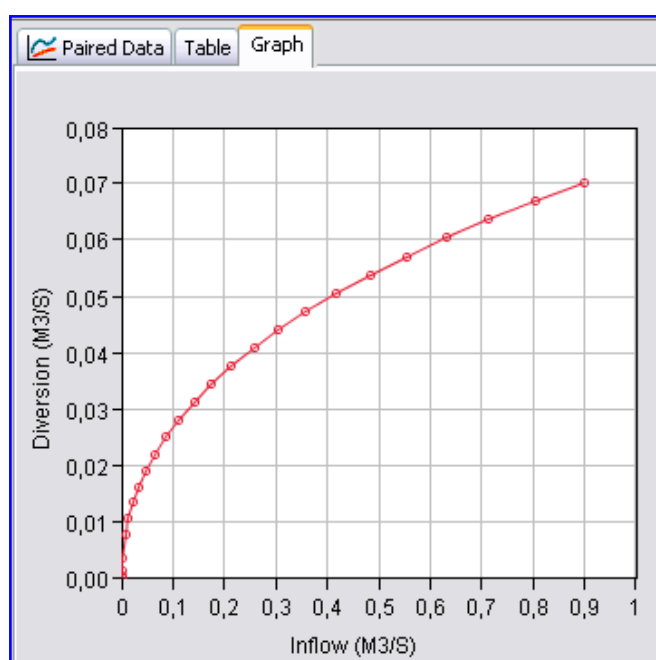


Figura 5-2. Curva $Q_{\text{calle}} - Q_{\text{captado}}$ en HEC-HMS

Una vez obtenida dicha función se introducirá en el modulo de captación del HMS que representará los datos gráficamente y lo convertirá en una función continua, permitiéndola asignar a cada caudal de salida de subcuenca obtener un caudal de extracción y obviamente extraerlo.

Previo a la introducción de los datos geométricos será necesario definir un interespaciado de imbornales que nos determinará geométricamente la subcuenca, o la longitud ya que el ancho es siempre constante.

Introducidos todos los valores necesarios se procederá a la elección del método de cálculo para la transformación lluvia-caudal y propagación. En nuestro caso anteriormente se ha concluido que el uso de O.C. será el más correcto y se ajuste suficientemente bien, procediendo entonces a la introducción de los parámetros necesarios para el cálculo, como pendientes transversales de los planos considerados, calzada-acera.

Los métodos que ofrece HMS para la obtención de hidrogramas y su propagación son generalmente los utilizados tradicionalmente en hidrología rural basados esencialmente en el método del hidrograma unitario, pero hace algún tiempo se introdujo una implementación del modelo de O.C. que permite resolver para toda la longitud del plano de escorrentía. Esta implementación define su formulación en tres niveles de flujo:

- Flujo superficial: escorrentía sobre un plano inclinado que permite reproducir el flujo en tejados o calles, etc...
- Colectores secundarios: encargados de recoger la escorrentía superficial.
- Colector principal: al que vierten estos secundarios.

Esta estructura que puede parecer rígida pero deja de serlo al poder utilizar los niveles que uno quiere, lo que implica la posibilidad de utilizar uno, los dos o los tres niveles. En nuestro caso solo nos interesaría el uso del primero, que es el que reproduce la transformación lluvia-caudal y el último que sería el de transporte por el conjunto rigola-bordillo.

Un inconveniente relacionado con los métodos de transporte posibles es que las secciones de transporte están predefinidas, aceptando solo secciones tipo triangular/trapezoidal simétricas, cuadradas o circulares. A pesar de ello dado que se puede modificar el programa podemos utilizar versiones con secciones con triángulo rectángulo, ajustándose más al transporte del flujo en la calle. Hay que tener en cuenta que la utilización de una sección triangular simétrica no introducirá errores graves en cuanto al cálculo, pudiéndose utilizar sino se dispone de la real.

En la figura siguiente 5-3, se indican los esquemas de canal central utilizados en HEC – HMS.

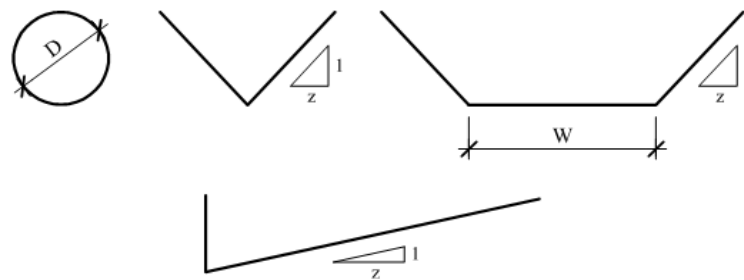


Figura 5-3. Esquemas de canal central para la propagación de caudales en HEC-HMS

Una vez ejecutada la simulación deberemos proceder a comprobar cuál es el caudal pico de estabilización. Este valor deberá ser analizado y comparado mediante los valores de caudal límite obtenidos a partir de los criterios de riesgo establecidos en el capítulo 4, que nos resultará en función de la pendiente y los límites tanto de velocidad, calado como $v \cdot y$ y $v^2 \cdot y$, en un caudal límite que no deberá ser sobrepasado si queremos cumplir con lo impuesto.

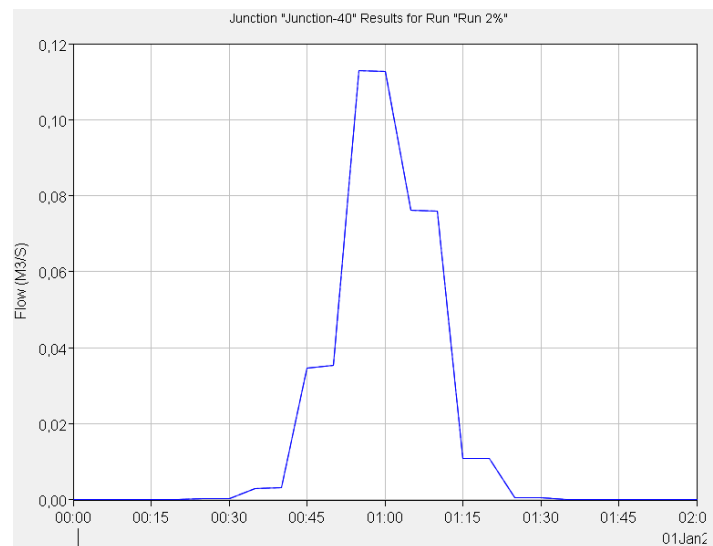


Figura 5-4. Hidrograma de salida de la calle en HEC-HMS

Como puede observarse el cálculo se trata de un proceso iterativo, donde variando el interespaciado considerado podremos ajustarnos al caudal límite exigido por los criterios de riesgo.

El proceso puede parecer a priori un poco tedioso, pero gracias a que el programa permite modificar los parámetros de todas las cuencas simultáneamente, sumado a que el proceso de estabilización generalmente no supera los 15 - 20 imbornales (lo que nos permitirá introducir solamente veinte subcuencas), y añadiendo la experiencia del proyectista, podemos resolver una distancia ajustada de interespaciado en 3 o 4 iteraciones.

Como se puede intuir de lo mencionado este programa resulta un poco limitado para estudios completos a nivel de drenaje urbano, sin ir más la formulación mediante O.C. propuesta en HMS no permite reflejar la entrada en carga de los conductos, pero para el caso concreto que estamos analizando que es la obtención de la separación de los imbornales, si que resulta muy útil y proporciona resultados muy válidos.

5.2 SWMM, ventajas e inconvenientes

Como se anunciaba antes la herramienta SWMM, desarrollada por la U.S Environmental Protection Agency desde 1971, tiene un enfoque más específico al tratamiento de zonas urbanas. Este enfoque diferente al planteado por HEC-HMS, dota al programa de una manera de trabajar más cómoda para hidrología urbana.

En esencia las principales diferencias que podemos encontrar a nivel gráfico, es, primero, el tratamiento de las cuencas. Estas dejan de ser un elemento único sin forma, para pasar permitir dotarlo de una geometría, a nivel esquemático en el espacio de trabajo. Este nuevo enfoque, permite de un modo muy sencillo a través de la inserción de un ortofotomapa delimitar las cuencas visualmente en el mismo programa, para luego asignarle las propiedades hidrológicas e hidráulicas. Hay que tener en cuenta que esto representa una mejora importante de hidrología urbana ya que permite discretizar en el mismo programa nuestra cuenca principal en todas las subcuencas que creamos necesarias visualmente. Como se ha dicho antes en hidrología urbana esta discretización es fundamental para un buen cálculo y diseño de nuestra red.

Una vez delimitada la superficie de trabajo en el mismo espacio se pueden definir cómodamente, y ajustándonos a la disposición de calles que tenemos los diferentes colectores e imbornales necesarios. De nuevo el poder tener esta visión conjunta de la realidad con el modelo utilizado, permite realizar un trabajo más apurado i ajustado en nuestra simulación.

Cabe decir que a pesar de disponer de este entorno de espacio papel las propiedades de los elementos no guardan relación alguna con lo dibujado, sino que el usuario deberá introducir posteriormente éstas.

A nivel de cálculo SWMM permite la utilización de todo tipo de métodos basados en los modelos del depósito o en las ecuaciones de Saint-Venant, i a diferencia de HEC-HMS éste si permite la resolución mediante onda dinámica, usando las ecuaciones completas, además la resolución de O.C. también resulta mucho menos rígida que en HMS.

De nuevo esta es una característica importante sobre todo en hidrología urbana. Hay que tener en cuenta que a diferencia de la hidrología rural, en las ciudades las redes de drenaje tienen un carácter más complejo que los cursos naturales de los ríos. Esto principalmente se debe a que en caso el caso de un río podemos tener alguna aportación de caudal mediante algún afluente, pero generalmente son pocas y no son consideradas a nivel local, y en el caso de serlo son correctamente calculadas mediante onda cinemática, por ejemplo.

En cambio, las redes de drenaje urbano requieren de un estudio mucho más local, donde las aportaciones de otros colectores son muy importantes y se han de tener en cuenta, además es muy frecuente el tener que disponer redes malladas e incluso algunos tramos en contrapendiente o incluso la entrada en carga de algún tramo de colector. Todas estas características propia de la red de drenaje obligan al uso de formulaciones más complejas como onda dinámica para poder tener en cuenta las diferentes condiciones de contorno, tanto aguas arriba, como aguas abajo.

Así SWMM nos permite dar respuesta de una manera mucho más cómoda para el diseño de nuestra red, ofreciendo una formulación compleja pero muy bien implementada mediante métodos numéricos que nos da solución a todo este tipo de condiciones características de una red de drenaje urbano.

Hay que destacar que, a nivel numérico, SWMM no resuelve directamente las ecuaciones de O.C. en la realización de los cálculos, sino que se trata de un modelo mixto de resolución entre el modelo del Depósito y las ecuaciones de O.C. Esta metodología de cálculo no permite poder conocer lo que sucede exactamente en el interior de la cuenca, aunque en nuestro caso no nos interesa demasiado. HMS en cambio si es un modelo de resolución de las ecuaciones de O.C puro, sin embargo tampoco permite ver el comportamiento en el interior de la cuenca.

Analizaremos ahora el funcionamiento para lo que nos ocupa, el interespaciado óptimo de los imbornales.

En SWMM como se ha explicado deberemos representar gráficamente las cuencas de aportación a cada sumidero. De nuevo deberemos dibujar tantos sumideros como sea necesario hasta llegar al caudal de estabilización para ese tramo de calle y ese espaciado de sumideros.

A diferencia de HEC-RAS que ya tiene implementado en el cálculo de onda cinemática aportación directa al canal central de circulación de dos planos diferentes, aquí deberemos definir estos planos por separado, tanto la calle como la calzada, que desaguan ambos en el imbornal. A continuación podemos ver la discretización de un tramo de calle:

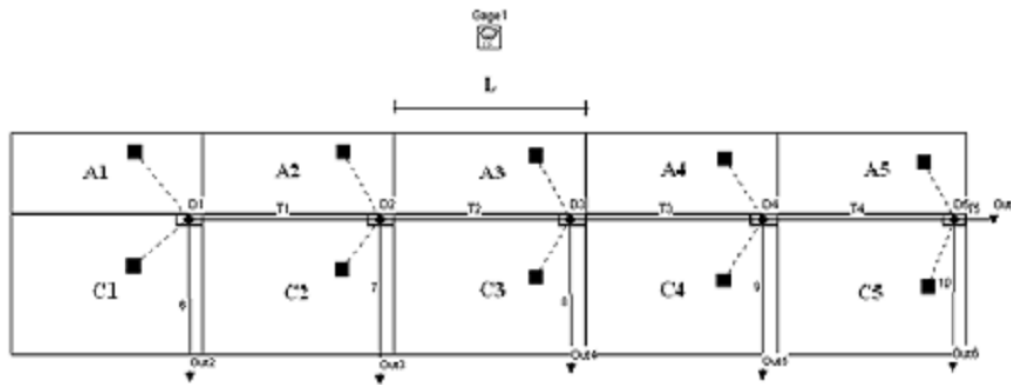


Figura 5-5. Esquema de simulación de los imbornales de una calle en SWMM

Se puede ver en la figura la discretización de la calle con un espaciado de imbornales L , y la aportación de la subcuenca que forma la calle y la subcuenca que forma la calzada conectadas a este. La unión entre los imbornales se realiza mediante "conductos que simulan el conjunto rigola bordillo, entre imbornal e imbornal.

Nuevamente el proceso vuelve a ser iterativo, debiendo comprobar el caudal de salida una vez estabilizado y comprobar que éste verifica los criterios de riesgo deseados.

En caso de no verificarlos deberemos recurrir al cambio de reja o bien a definir un nuevo interespaciado y comprobar de nuevo hasta cumplir los criterios. Este proceso iterativo resulta similar al planteado en HMS.

Hay que destacar que SWMM ofrece la ventaja respecto al HEC-RAS de definir nuestro diseño para el conducto de transporte, hecho que nos permite ajustar mejor el comportamiento de la calle. A pesar de ello, esto no producirá grandes mejoras en el cálculo respecto a HEC.

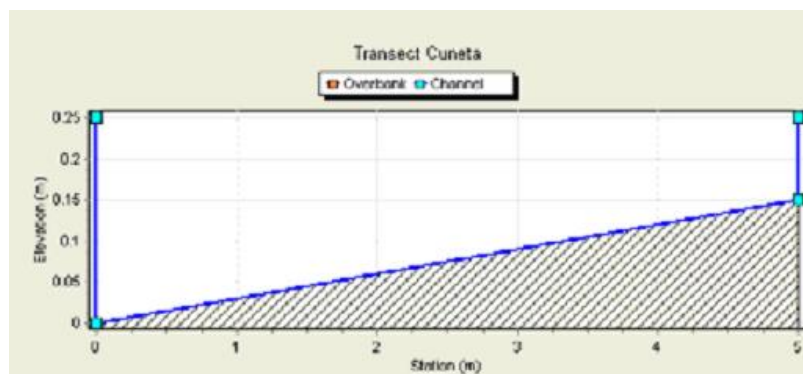


Figura 5-6. Sección personalizada para la propagación de caudales en SWMM

6. Herramienta desarrollada en la tesina - ventajas e inconvenientes

6.1 Objetivos de desarrollo y de ayuda a la toma de decisiones sobre la separación entre sumideros

Como se ha explicado en la introducción y objetivos del presente trabajo, el objetivo final consiste en la realización de una herramienta que permita la obtención de la separación de imbornales de una manera sencilla y rápida. Esto debería acelerar y facilitar el proceso que actualmente puede ser algo engorroso mediante las alternativas planteadas en el capítulo anterior.

Así una vez realizado el proceso de programación de la misma se pretende definir un rango de validez de la herramienta, comparando los resultados obtenidos mediante esta y los obtenidos con HEC-HMS para una simulación. A pesar de que los resultados obtenidos sean más o menos precisos siempre hay que tener en cuenta que esta herramienta no pretende substituir a las anteriores sino que pretende facilitar en gran medida la obtención de dicha distancia, pero que luego es recomendable de una comprobación para verificar el resultado obtenido.

6.1.1 Validación de la herramienta propuesta

Primero de todo se plantea una geometría estándar de una calle típica de "l'eixample" de Barcelona. Estamos hablando entonces de una sección de calle típica de 3 metros de acera con pendiente transversal del 1%, 6 metros de media calzada con pendiente transversal del 2% y una altura de bordillo de 15 cm. El coeficiente de rugosidad para la acera se estima $n=0.02$ y para la calzada $n=0.016$. A continuación podemos ver una sección tipo detallada:



Figura 6-1. Curva IDF para Barcelona, periodo de retorno 10 años

La pendiente longitudinal elegida para la comparación de resultados será del 3%.

En cuanto a los criterios de riesgo, podemos definir los criterios estándar aplicados en la ciudad de Barcelona que serán calado de $y = 9$ cm, velocidad de circulación de $v = 1.5$ m/s, $v \cdot y = 0,45$ para vuelco y $v^2 \cdot y = 1,23$ para deslizamiento.

La lluvia de proyecto utilizada será también la definida para la ciudad de Barcelona, que se puede definir mediante la curva IDF presentada en el capítulo segundo y que se reproduce a continuación.

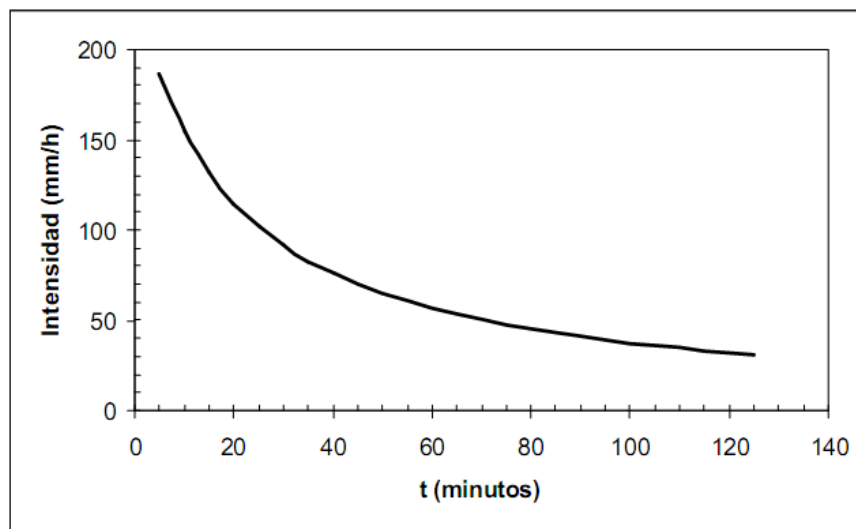


Figura 6-2. Curva IDF para Barcelona, periodo de retorno 10 años

Y su correspondiente hietograma de bloques alternados, ajustados a la tipología de lluvia de la ciudad:

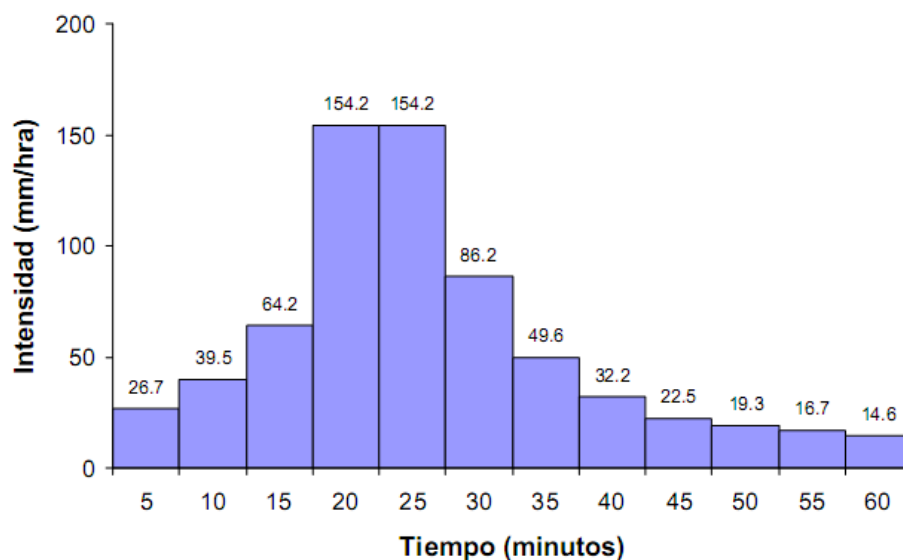


Figura 6-3. Lluvia de proyecto para Barcelona mediante bloques alternados

Ahora solamente queda definir el imbornal empleado. Este se ha elegido también en función de los requerimientos de Barcelona y es el imbornal tipo diagonal (figura 6-4)-



Figura 6-4. Imbornal tipo

Con parámetros $A=0.39$ y $B=0.77$. También se establece un factor de colmatación o seguridad estimado de 2.

Como se puede observar se ha escogido un caso de estudio lo más real posible.

6.1.1.1 Resultados obtenidos mediante la herramienta desarrollada

Una vez introducidos los parámetros en la herramienta diseñada, se obtiene que el caudal de estabilización se produzca sobre el imbornal número 32, y que el espaciado requerido para no superar en ningún punto el caudal límite derivado de los criterios de riesgo sea de **82 m**. A continuación podemos ver en la figura este caudal de circulación, así como el caudal límite.

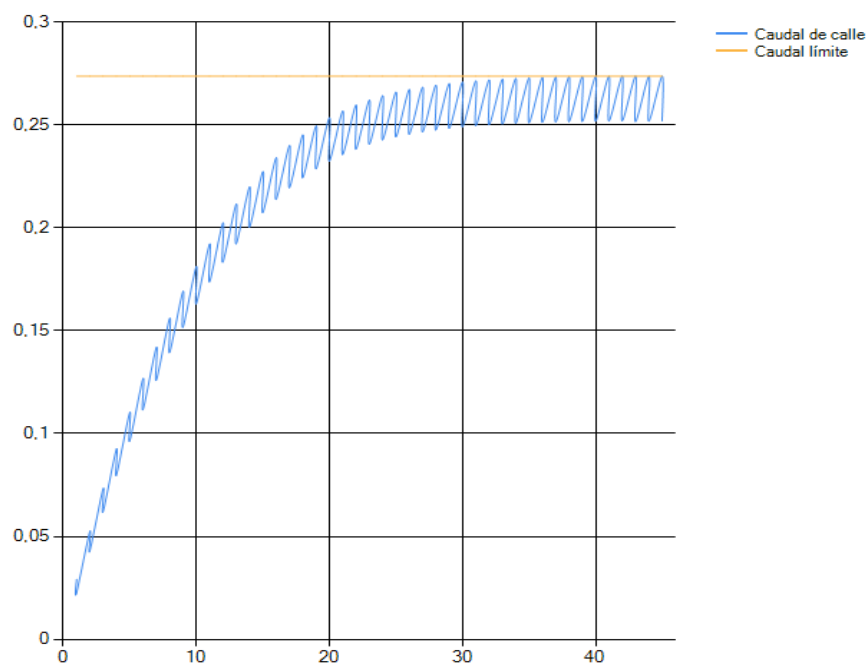


Figura 6-5. Curva caudal de estabilización de una calle

En estas condiciones el flujo tendrá un calado máximo de 0.09 m y una velocidad de circulación de 1.35 m/s. siendo el criterio de calado el más restrictivo. Este criterio de calado marca un caudal límite de 273 l/s.

El hidrograma de salida de la cuenca es:

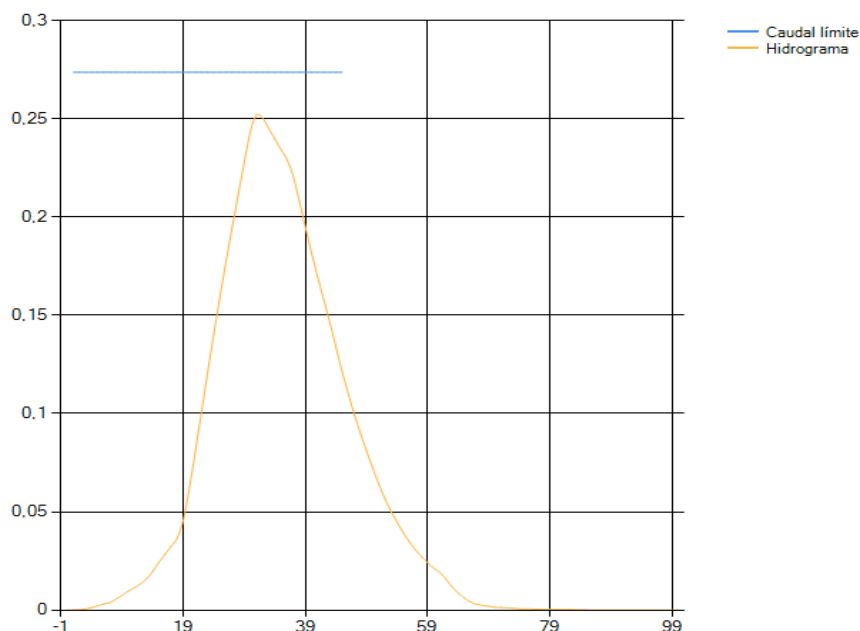


Figura 6-6. Hidrograma de salida de la calle obtenido mediante la herramienta diseñada

6.1.1.2 Resultados obtenidos mediante HEC-HMS

Para la obtención de resultados en HMS se ha partido de los datos obtenidos en la herramienta propuesta. Esto quiere decir que la estimación inicial de separación de imbornales en HMS ha sido la obtenida mediante la herramienta y que es de 83 m. Los resultados obtenidos se presentan a continuación.

Como podemos ver en el gráfico de la figura 6-7, el hidrograma de salida del último imbornal, una vez estabilizado el caudal de circulación de la calle es similar al obtenido en la herramienta, pero presenta un caudal punta ligeramente inferior. Lo mismo sucede con el hidrograma de entrada en el imbornal que también es ligeramente inferior.

A pesar de ello, esta diferencia entre los hidrogramas se traduce en un valor para el calado del agua circulante de $y = 0.088$. Este valor es más que aceptable y nos sitúa tan solo dos milímetros por debajo del fijado por los criterios de riesgo.

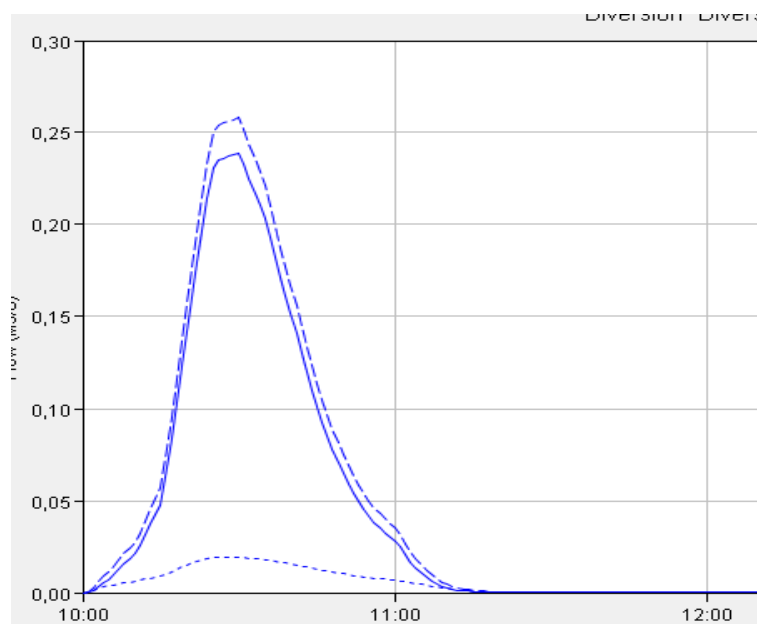


Figura 6-7. Hidrograma de salida de la calle mediante HEC-HMS

Después de analizar exhaustivamente los valores obtenidos mediante una herramienta y la otra se ha extraído la conclusión de que esta diferencia de caudales se produce esencialmente por una cuestión de redondeo en las tablas de captación de los imbornales generadas mediante la herramienta propuesta.

Principalmente el problema se encuentra en que HMS trabaja con 6 decimales mientras que nuestra herramienta trabaja con los máximos posibles. Si además sumamos a este hecho que el mismo HMS hace una interpolación de los valores de captación introducidos para sacar una función continua, mientras que nuestra herramienta trabaja con valores discretos, se acaba generando un pequeño error en la captación de cada imbornal que se arrastra y provoca estas diferencias entre uno y otro, hasta llegar a la estabilización.

A pesar de ello podemos si procuramos ajustar al máximo al criterio de riesgo en HMS obtenemos que la separación recomendada sería de 86 m, 3 metros más que los propuestos.

Es importante tener en cuenta que esta diferencia, siendo además muy pequeña, resulta en valores mayores para los hidrogramas en nuestra herramienta, cosa que nos deja en el lado de la seguridad, pudiendo aceptar como válido el valor obtenido. Se puede afirmar entonces que el resultado obtenido mediante la herramienta propuesta, a pesar de que pueda ser ligeramente inferior en separación de imbornales, resultaría válido.



6.2 Diagrama de flujo del programa. Datos de partida. Metodología de cálculo. Resultados obtenidos

Validada la herramienta y conocido su rango de aplicabilidad se procede a explicar el funcionamiento interno de la misma, desarrollando los diagramas de flujo y metodologías de cálculo.

Esencialmente la herramienta está compuesta por 6 ventanas diferentes. Cada una de ellas solicita una información necesaria para la realización del cálculo final de obtención de separación. La última, la número 6, es la que muestra el resultado de acuerdo con la información facilitada.

A continuación se mostrarán una a una las pantallas de la herramienta y se explicará el funcionamiento del programa en cada una de ellas.

La ventana numero 1, con nombre **Definición de la lluvia** es la encargada de obtener la lluvia de proyecto usada en el cálculo del espaciado. Esta lluvia de proyecto, como se ha comentado con anterioridad se obtiene a partir de una curva IDF sintética, teniendo la opción de escoger la curva propuesta por la instrucción de carreteras o la curva montana. También se incluye la posibilidad de escoger una tercera curva IDF, la de la ciudad de Barcelona para período de retorno 10 años, facilitando así el uso en esta población. Esta lluvia se generará mediante el método de bloques alternados, teniendo la opción de generar un hietograma general, centrado o general promediado, intentando ajustar al máximo a la lluvia de la zona de estudio.

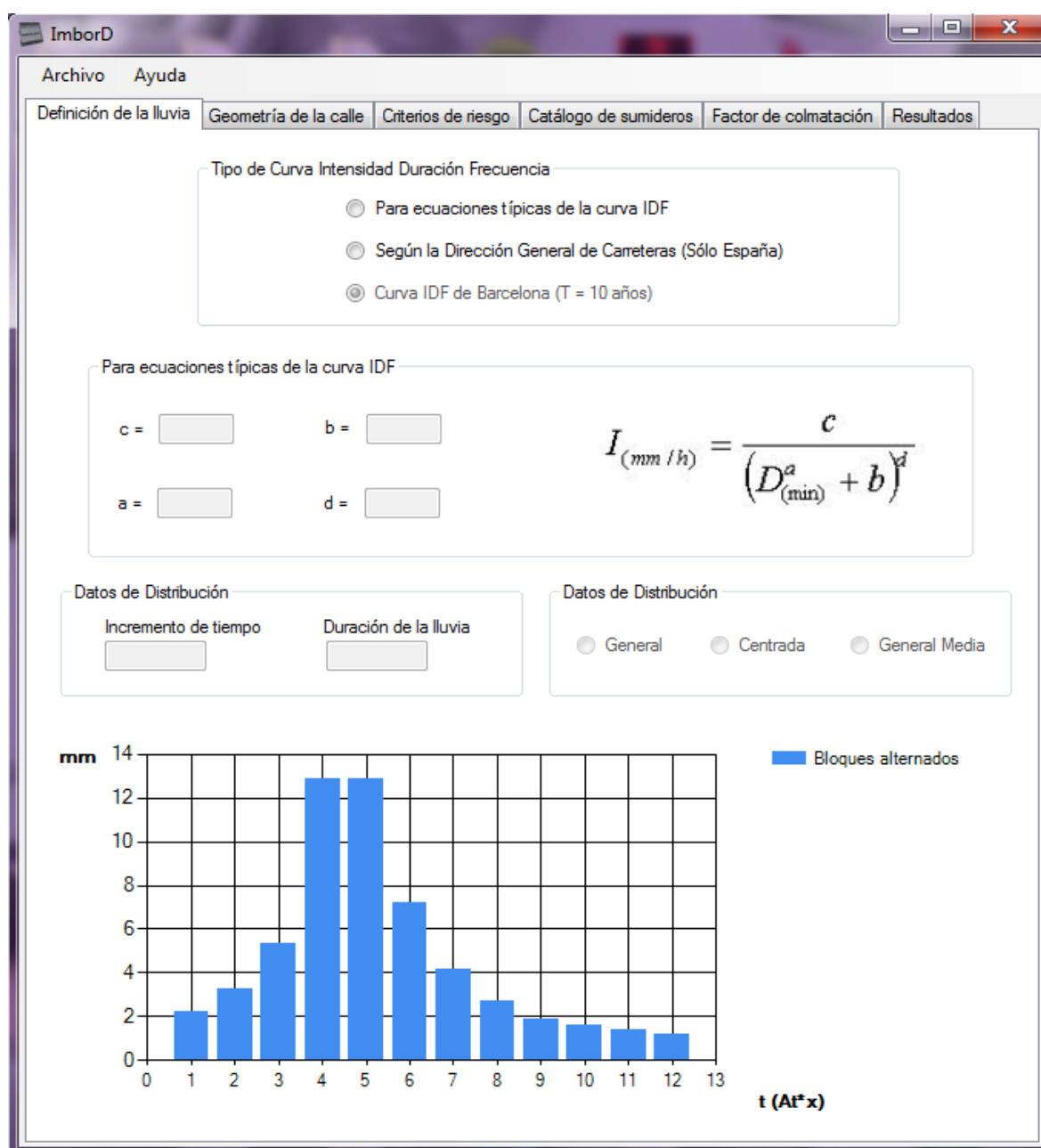


Figura 6-8. Ventana 1 de la herramienta propuesta, **Definición de la lluvia**



La figura anterior (6-8), se corresponde con un pantallazo con la vista de un hietograma obtenido a partir de la IDF propuesta en la instrucción de carreteras.

El procedimiento de cálculo para la obtención del hietograma mediante bloques es el explicado en el capítulo 2, multiplicando la intensidad por el incremento de tiempo escogido para cada bloque.

La ventana numero 2, tiene por nombre **Geometría de la calle** ofrece la posibilidad de seleccionar entre dos tipos de geometría estándar en ciudad. Estas son la sección tipo Gutter que es la sección más común constituida por calzada bordillo acera. La otra sección posible es la sección tipo "V". Esta es una sección más difícil de encontrar pero en determinados puntos de la ciudad es posible sobre todo en zonas más antiguas es frecuente. En esta los imbornales se disponen en el centro de la calzada.

Esta ventana también es la encargada de recoger los diferentes parámetros hidráulicos de la calle, así como los parámetros geométricos que la definen, anchos, pendientes, etc.... En ésta no se realiza ningún tipo de cálculo simplemente se trata de recoger información a utilizar posteriormente.

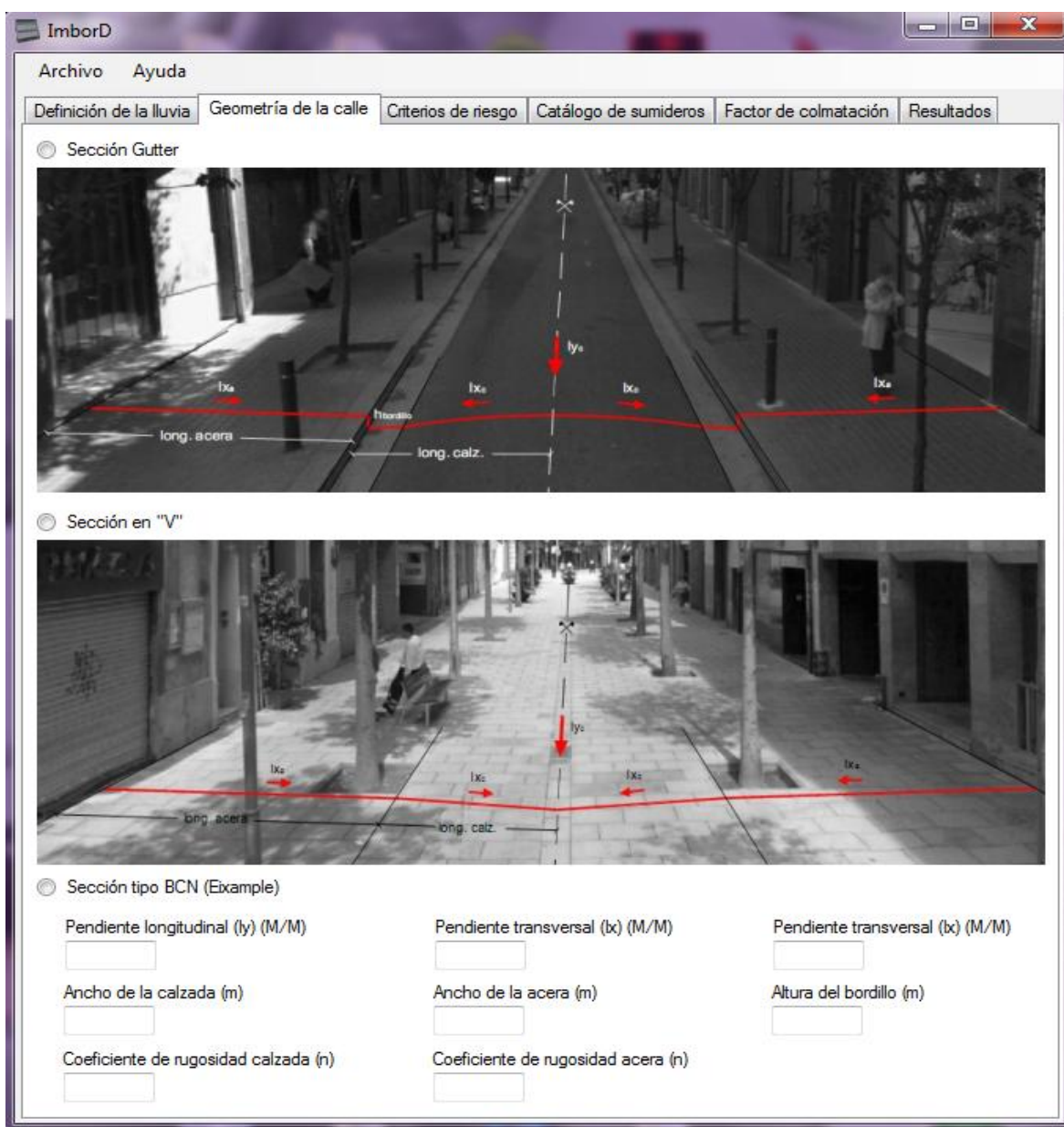
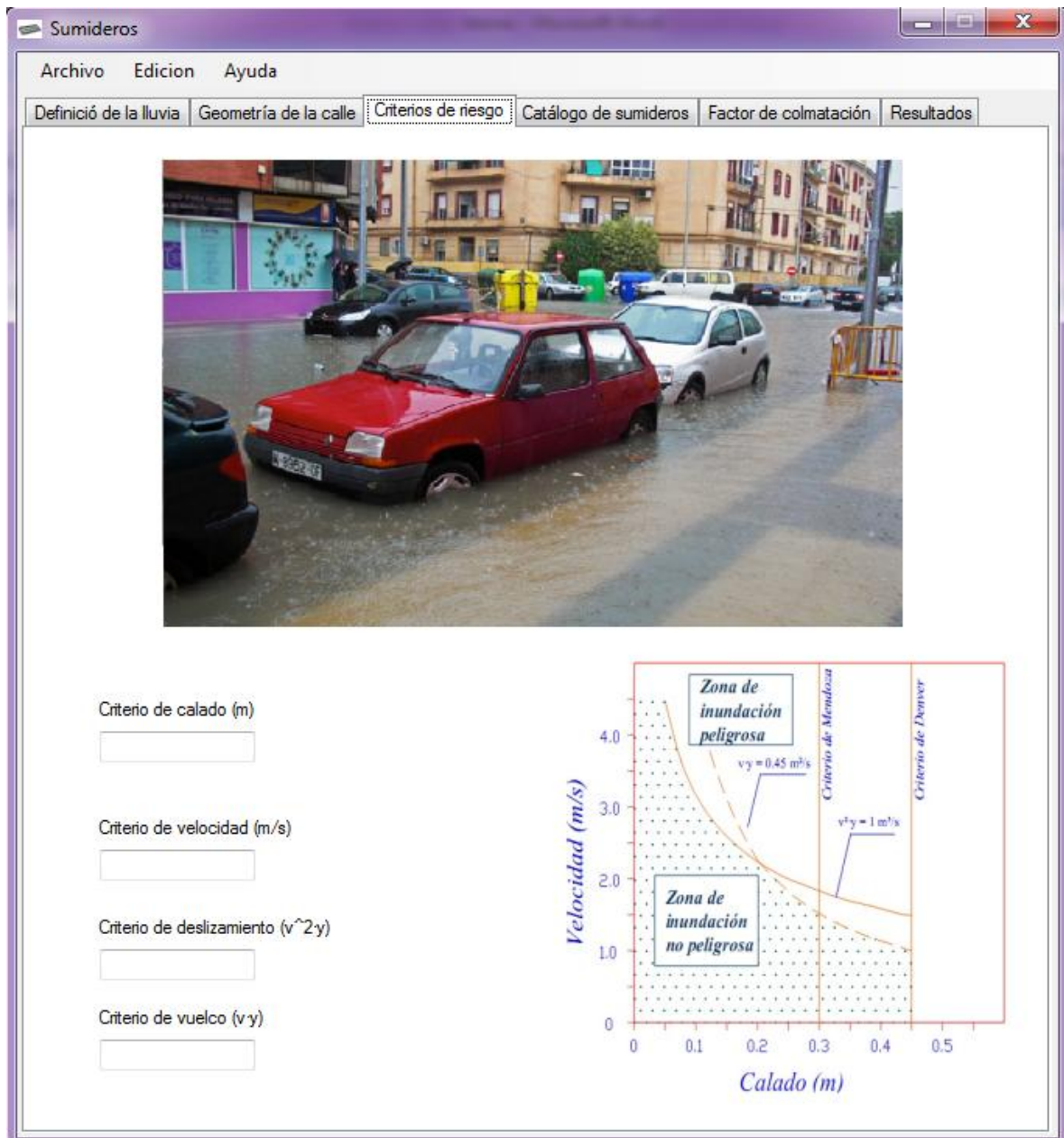


Figura 6-9. Ventana 2 de la herramienta propuesta, **Geometría de la calle**


Así como la ventana número 2 se encargaba de recoger los datos referentes a la calle, en la ventana número 3, llamada **Criterios de riesgo**, se recogen los parámetros referentes al caudal de circulación, o dicho de otra manera los parámetros de riesgo sobre los ciudadanos que circulan por la calle en un episodio de lluvia. Estos criterios se utilizan para definir posteriormente el caudal límite.



Sumideros

Archivo Edición Ayuda

Definición de la lluvia Geometría de la calle **Criterios de riesgo** Catálogo de sumideros Factor de colmatación Resultados



Criterio de calado (m)

Criterio de velocidad (m/s)

Criterio de deslizamiento ($v^2 y$)

Criterio de vuelco ($v y$)

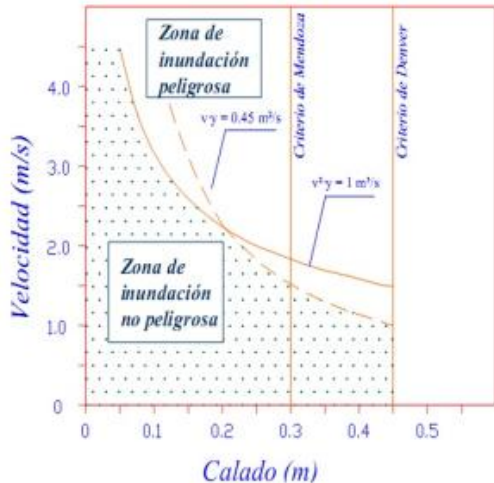


Figura 6-10. Ventana 3 de la herramienta propuesta, **Criterios de riesgo**

En la siguiente ventana, la número 4, llamada **Catálogo de sumideros**, se define el tipo de sumidero a utilizar en el cálculo. Esta ventana se ha estructurado mediante una lista visual de los diferentes sumideros más comunes utilizados en Catalunya y España.

También tal y como se ha explicado en el capítulo de sumideros se implementado la posibilidad de la utilización de las fórmulas desarrolladas para la obtención de los parámetros A y B, en caso de querer utilizar un sumidero que no se encuentre en la lista. También hay la posibilidad de introducir los parámetros A y B del sumidero en caso de conocerlos.

Sumideros

Archivo Edición Ayuda

Definición de la lluvia Geometría de la calle Criterios de riesgo **Catálogo de sumideros** Factor de colmatación Resultados

☐ Modelo R-121
 ☐ Modelo IMPU
 ☐ Modelo E-25

☐ Modelo Ebro
 ☒ Modelo Ebro-ventana
 ☐ Modelo ventana lateral

☐ Reja interceptora
 ☐ Doble reja interceptora
 ☐ Paramatros A y B predefinidos

A =

 B =

☐ Personalizada

$$A = \frac{0.39}{A_g^{-0.35} \cdot p^{-0.13}} \cdot (n_t + 1)^{0.01} \cdot (n_l + 1)^{0.11} \cdot (n_d + 1)^{0.03}$$

$$B = 0.36 \cdot \frac{L}{W}$$

$p = \frac{A_g}{A_{total}} \%$

Ag = Área que engloba todos los huecos
 nl = Número de barras longitudinales
 nt = Número de barras transversales
 nd = Número de barras diagonales

p = Porcentaje área huecos
 anch = Ancho reja
 long = Longitud reja

Ok

Figura 6-11. Ventana 4 de la herramienta propuesta, **Catálogo de sumideros**

En la ventana número 5, llamada **Factor de colmatación** se pide al usuario que introduzca un factor de seguridad o colmatación, para estimar la posible pérdida de capacidad de desagüe de un sumidero por efecto de obstrucción del mismo, ya sea mediante las ruedas de los vehículos dispuestas sobre él, hojas acumuladas, cemento, etc... Una vez introducido este parámetro podemos ya obtener la curva E - Q/y, que define la capacidad de captación del sumidero tal y como se explica en el capítulo 4 mediante la expresión $E = A \cdot \left(\frac{Q_3}{y}\right)^{-B}$. Asimismo se obtiene la curva E/F.S - Q/y que será la utilizada en cálculo de la separación.

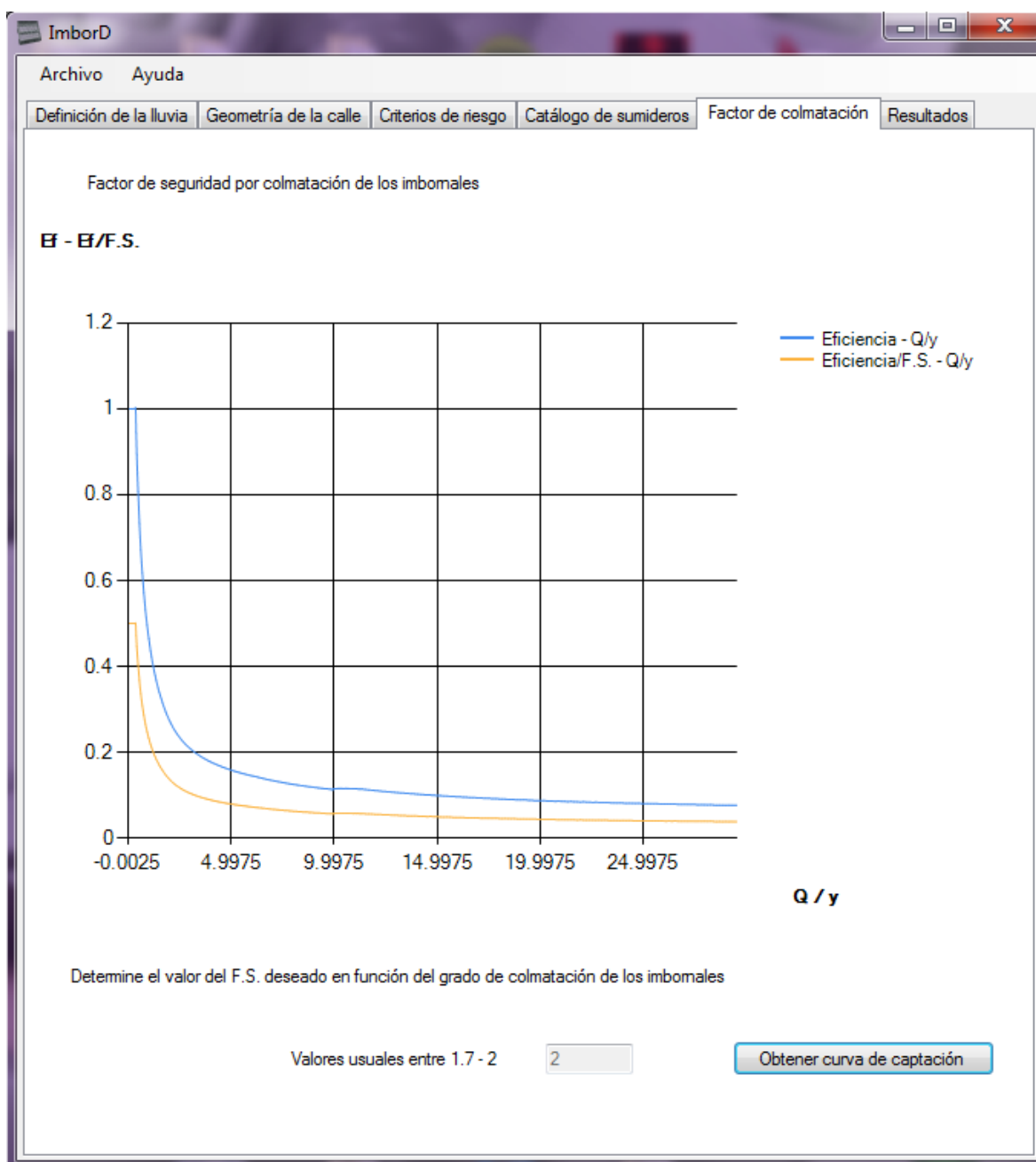
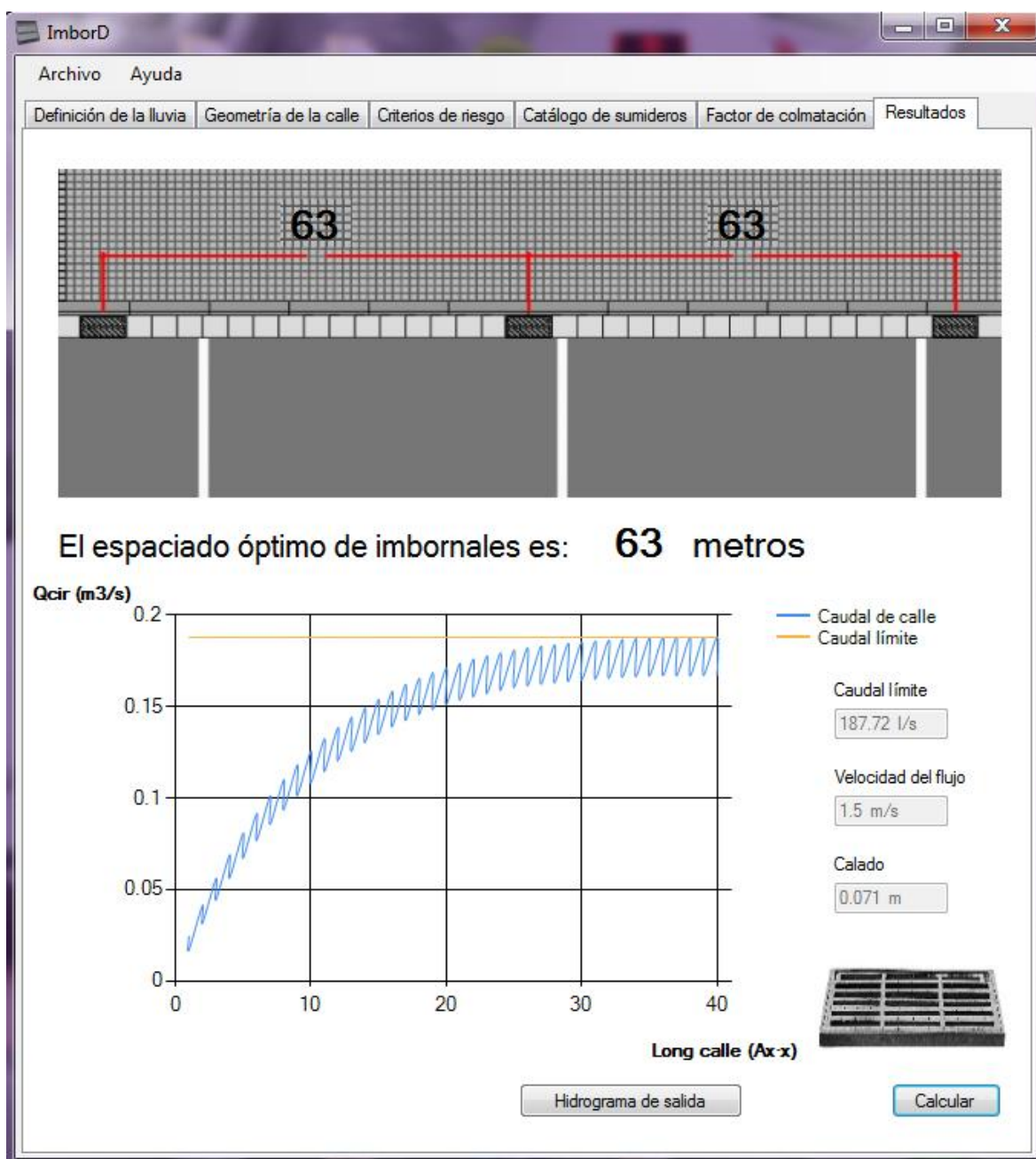


Figura 6-12. Ventana 5 de la herramienta propuesta, **Factor de colmatación**

La última ventana, la 6, tiene el nombre de **resultados**, en esta obviamente se recoge toda la información introducida y generada en las anteriores ventanas y se desarrolla el grueso del cálculo de la herramienta.

En esta ventana se muestra la información obtenida de separación de imbornales, así como una gráfica donde se puede ver en qué punto se produce el caudal de estabilización así como el hidrograma de salida del último sumidero.



6-13. Ventana 6 de la herramienta propuesta, **Resultados**

A nivel de cálculo en la ventana de resultados, como se decía, es donde se realiza el grueso del cálculo. En esta se desarrolla en una primera fase la transformación lluvia – caudal. Posteriormente una vez obtenido el caudal generado, unitario en los planos de escorrentía acera-calzada, se realiza la propagación de éste a lo largo de la calle, quitando según la tabla generada en la ventana 4, el caudal captado por el imbornal.

Tal como se ha planteado en capítulos anteriores la resolución de transformación lluvia-caudal y propagación de caudales se realiza mediante el modelo físico basado en las ecuaciones de Saint-Venant, Onda Cinemática.

Recordando las ecuaciones 2-8 y 2-9, que constituyen este modelo:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q \quad (6-1)$$

$$g \cdot A \cdot (I_0 - I_f) = 0 \quad (6-2)$$

Esta simplificación de las ecuaciones de Saint-Venant a una más sencilla nos ha permitido implementar fácilmente un esquema iterativo para la resolución mediante Newton simple.

A continuación se adjuntan los dos diagramas de flujo implementados en cada proceso.





6.3 Aplicación a diferentes casos de estudio de la herramienta propuesta

En el anejo adjunto “Curvas de estabilización para cada situación de análisis y modelo de reja”, se adjuntan las diferentes curvas de estabilización para cada uno de los casos analizados, donde se ve el caudal límite, el punto de estabilización el mismo, la velocidad máxima de circulación del flujo y el calado máximo del mismo, etc.

A continuación se adjunta una síntesis de los resultados obtenidos de los casos de estudio desarrollados en el citado. El procedimiento de los análisis ha sido fijar todos los parámetros que determinan la separación de un imbornal, y dejando uno libre, probando diferentes opciones para ver la influencia de este sobre la separación del imbornal. Finalmente se han estudiado cuatro casos, variando la pendiente longitudinal, variando el factor de colmatación, variando los criterios de riesgo y variando el periodo de retorno. Cada caso de estudio se ha realizado para todas las rejillas dispuestas en la herramienta diseñada.

En el primer grupo se estudia la influencia de la geometría, concretamente la variación de la separación de los imbornales con la variación de la pendiente longitudinal.

6.3.1 Variación de las pendientes longitudinales

Para determinar la separación de los imbornales se supone una geometría tipo l'eixample de Barcelona, con 3 metros de acera, 6 metros de calzada (media calzada) 15 cm de altura de bordillo, pendiente transversal del 2 % para la calzada y 1 % para la acera. El coeficiente de Manning será de 0.016 para calzada y 0.02 para la acera.

En cuanto a criterios de riesgo se marcan calado $y = 0.9$, velocidad $v = 1.5$, deslizamiento 1,23, y vuelco 0.5.

Se considerará factor de colmatación de 2.

Tipo de Reja	Pendiente 10%	Pendiente 5%	Pendiente 0.5%
Modelo R-121	29 m	63 m	80 m
Modelo IMPU	24 m	52 m	69 m
Modelo E-25	24 m	52 m	67 m
Modelo Ebro	26 m	57 m	75 m
Modelo Ebro Ventana	32 m	71 m	88 m
Ventana lateral	50 m	122 m	119 m
Reja interceptora	41 m	92 m	111 m
Interceptora doble	41 m	91 m	108 m

Figura 6-14. Tabla resumen, separación de imbornales variando la pendiente longitudinal

En la tabla adjunta podemos ver los diferentes resultados obtenidos mediante la herramienta. Se puede observar como la separación de los imbornales va aumentando mediante disminuimos la pendiente longitudinal de la calle pero también podemos ver como este aumento de separación no es directamente proporcional a la disminución de la pendiente, sino que aumenta más lentamente para pendientes bajas.

Como ya se apuntaba en apartados anteriores el criterio de riesgo imperante para pendientes altas es la velocidad, no así para pendientes bajas donde es el calado. Vemos entonces como es más difícil “frenar” el flujo de calle con los imbornales y que la velocidad de este crece más rápidamente que el calado, por ello en pendientes más bajas el calado crece más lentamente y podemos separarlos más.

En el siguiente caso estudiaremos como influye el efecto de la colmatación sobre la separación de imbornales.

6.3.2 Variación del factor de colmatación

De nuevo para contrastar el efecto de la colmatación sobre la separación de imbornales fijaremos el resto de parámetros. En este caso tomaremos de nuevo la geometría tipo Eixample de Barcelona, fijando también la pendiente longitudinal al 4 %. Tanto la lluvia de proyecto como los criterios de riesgo serán los mismos que los anteriores.

Tipo de Reja	F.S. 1.8	F.S. 2	F.S. 3
Modelo R-121	96 m	87 m	58 m
Modelo IMPU	79 m	71 m	49 m
Modelo E-25	80 m	72 m	49 m
Modelo Ebro	87 m	79 m	53 m
Modelo Ebro Ventana	109 m	98 m	66 m
Ventana lateral	189 m	171 m	113 m
Reja interceptora	141 m	126 m	84 m
Interceptora doble	140 m	126 m	84 m

Figura 6-15. Tabla resumen separación de imbornales variando el factor de colmatación

En este caso vemos que para una misma pendiente de la calle, el factor de colmatación de los imbornales tiene una influencia decisiva sobre la separación de los mismos. Podemos disminuir la separación de imbornales en más de 30 m si tenemos una zona con exceso de material que pueda colmatar los imbornales, o

con los mismos en mal estado. Pero vemos también vemos como es fácil aumentar esta separación garantizando una progresiva limpieza de los mismos i una disminución de la suciedad en superficie susceptible a colmatarlos.

Recientes estudios elaborados en la UPC corroboran que el efecto de la colmatación es lineal con la reducción de la eficiencia, hecho que nos permite evaluar la misma, simplemente dividiéndola por un factor que consideremos suficiente. Este factor de colmatación es recomendable estimarlo en función de los imbornales existentes en la zona y su grado de colmatación para prever de antemano en su dimensionamiento.

Actualmente se asume que un factor de colmatación de entre 1.8 – 2 es una buena estimación para el grado de colmatación de los imbornales, y se ajusta bastante al comportamiento real de los mismos.

En el siguiente caso procedemos a evaluar la separación de nuestros imbornales fijando todos los parámetros pero variando los criterios de riesgo.

6.3.3 Variación de los criterios de riesgo

En este caso se tomarán como valores de análisis la lluvia de periodo de retorno de 10 años de Barcelona, geometría de la calle tipo Eixample pero con pendiente longitudinal del 2 %.

El factor de colmatación escogido es 2.

Los criterios de riesgo se mantendrán iguales a los estándar para velocidad, vuelco y deslizamiento, y se variará el calado para tres situaciones 15 cm, 9 cm y 6 cm.

Tipo de Reja	Calado 15 cm	Calado 9 cm	Calado 6 cm
Modelo R-121	381 m	95 m	41 m
Modelo IMPU	317 m	78 m	35 m
Modelo E-25	320 m	79 m	34 m
Modelo Ebro	344 m	87 m	38 m
Modelo Ebro Ventana	786 m	172 m	67 m
Ventana lateral	- m	106 m	46 m
Reja interceptora	559 m	137 m	59 m
Interceptora doble	559 m	135 m	57 m

Figura 6-16. Tabla resumen separación de imbornales variando los criterios de riesgo

Como se ve en la tabla adjunta, para pendiente bajas donde el calado tiene un efecto importante y es generalmente el criterio dominante, tenemos una variación de más del doble de separación reduciendo el calado solamente un 33 %, 3 cm. Se puede afirmar entonces que una restricción de este criterio de riesgo implica directamente un aumento importante de sumideros en la calle, que aumentarán mucho más en proporción que la disminución del calado. Es importante entonces ajustar correctamente este criterio para no sobredimensionar la red de imbornales de la calle.

Para calados mayores, a partir de 13 cm, vemos como el este parámetro deja de ser el dominante y no determina entonces el caudal límite, pasando a ser éste el marcado por la velocidad de circulación. Al encontrarnos con pendientes tan bajas donde al flujo coge velocidad muy lentamente resultan separaciones excesivamente grandes, que obviamente no responden a la realidad. Es importante entonces que para pendientes bajas siempre sea el calado el que marque el caudal de circulación, por ende, la separación de imbornales asegurando así separaciones para los imbornales lógicas.

Por último, se analizará el efecto sobre la separación de imbornales la variación del periodo de retorno en la lluvia de proyecto.

6.3.4 Variación del periodo de retorno

En este caso de nuevo la geometría será la misma que en el anterior, inclusive la pendiente longitudinal que se ha mantenido en el 4 %. Los criterios de riesgo también serán los mismos, los estándar para Catalunya.

El factor de colmatación de los imbornales se ha tomado como 2.

El análisis se realiza con tres periodos de retorno distintos 2.33 años, 5 años y el más frecuente, 10 años.

Tipo de Reja	T = 2.33	T = 5	T = 10
Modelo R-121	302 m	170 m	87 m
Modelo IMPU	248 m	140 m	71 m
Modelo E-25	249 m	141 m	72 m
Modelo Ebro	274 m	155 m	79 m
Modelo Ebro Ventana	339 m	192 m	98 m
Ventana lateral	564 m	327 m	171 m
Reja interceptora	434 m	247 m	126 m
Interceptora doble	429 m	245 m	126 m

Figura 6-15. Tabla resumen separación de imbornales variando el periodo de retorno



Como se puede apreciar, el periodo de retorno considerado en la lluvia de proyecto es un parámetro que tiene gran influencia en la separación de imbornales. Como se puede apreciar en la tabla anterior dimensionar la red para un periodo de retorno la mitad del utilizado generalmente, 10 años, aumenta prácticamente proporcionalmente a la reducción del periodo la separación. Para 5 años prácticamente podemos separar los imbornales el doble que para 10 y para 2.33 casi un 150 %. Será determinante entonces a la hora de dimensionar la red escoger el periodo de retorno adecuadamente para garantizar la seguridad de los ciudadanos en un espectro de lluvias lo más amplio posible.

7. Conclusiones

Los procesos urbanizadores de las cuencas urbanas a lo largo de estos años, han puesto en evidencia la necesidad de disponer en nuestras ciudades de una red de drenaje de calidad y que asegure un buen funcionamiento durante los episodios de lluvia. Pero como también se ha puesto de manifiesto a lo largo del trabajo, concebir esta red como una red única enterrada es un error, además de económicamente costoso. Por ello asumiendo que nuestra red está constituida por una red doble, con un flujo dual, que discurre por los conductos enterrados y a su vez por la superficie de la cuenca (las calles), el imbornal como elemento de captación se convierte en un elemento con mucho peso específico dentro de la red de drenaje.

Pero a su vez, debido a este concepto de red dual nos encontramos ante la necesidad y obligación de definir unos criterios que permitan la circulación de este flujo superficial de manera controlada y ordenada. Criterios que no responden solo a exigencias económicas sino que también responden a la seguridad de los peatones al circular por las calles durante un episodio de lluvia. Estos criterios son los que se han definido como criterios de riesgo.

La traducción de estos criterios sobre el flujo superficial es mediante el caudal límite que no deberá rebasarse en ningún caso a lo largo de la calle. Por ello la separación de los elementos de captación, los imbornales, será determinante para poder satisfacer estos criterios, i asumir con seguridad que nuestro caudal en ningún punto de la calle superará el caudal límite establecido por ellos. Es entonces una necesidad importante del grado de desarrollo que tiene nuestra red de drenaje el poder definir con precisión y exactitud la máxima separación de estos elementos.

Para ello ha sido importante poder conocer los procesos que se desarrollan durante un suceso de lluvia sobre la cuenca y poder analizar la respuesta de la misma debido a ellos. Se ha desarrollado el estudio de modelos totalmente físicos que dan respuesta perfectamente al movimiento de un fluido sobre una superficie, utilizando como base matemática, durante el desarrollo del trabajo, el modelo de Onda Cinemática, que se ajusta perfectamente a las necesidades del mismo.

Si sumamos todos los elementos expuestos anteriormente nos damos cuenta de que nos encontramos ante un terreno todavía no muy desarrollado, y en muchos casos menospreciado, donde las separaciones de los elementos de captación generalmente no responden a criterios de riesgo sino a espaciamientos mínimos o máximos definidos sin considerar la incidencia de todos los parámetros aquí

analizados. A su vez, el diseño de estos elementos (fundamentalmente las rejillas) tampoco responde a conceptos hidráulicos de captación sino que se rige generalmente a criterios de diseño, integración urbana y/o estructurales.

Frente a toda esta problemática que se desarrolla en torno al diseño de la red de imbornales, nos encontramos también frente a un panorama de software especializado de hidráulica e hidrología, complejo para la gente que no esté familiarizada con él, que permite pero no de forma sencilla, la obtención de dicha separación.

Esta limitación pone en evidencia la necesidad del desarrollo de una herramienta que facilite la obtención de la separación de dichos elementos bajo unos criterios de riesgo adecuados durante un suceso de lluvia. Es por ello que anteriores trabajos al presente, como la tesina presentada recientemente en la ETSCCPB por un compañero, construía los primeros pasos para el desarrollo de dicha herramienta, a pesar de ofrecer importantes limitaciones como la exigencia de tener que usar software extra i costoso económicamente, como Mapple i Excel.

Por todo ello se ha afrontado el desarrollo de una nueva herramienta reformulada en concepción y lenguaje. Esta herramienta al estar programada mediante Visual Basic 9 permite su utilización en cualquier ordenador independientemente de la versión Windows que disponga, y sin necesidad de software extra que la haga funcionar. Además se ha procurado un lenguaje de programación capaz de adaptarse a las nuevas tecnologías web para implementarse en estos servicios y poderse ejecutar directamente desde el navegador.

Se ha desarrollado, pues, una herramienta necesaria que es capaz de llenar un hueco existente en la actualidad en el campo del diseño de la red de imbornales en una calle. Herramienta que es capaz de resolver con total precisión y eficacia, mediante la introducción de unos pocos parámetros que caracterizan la calle y el flujo, la obtención del máximo espaciado necesario para cumplir con los criterios de riesgo durante un suceso de lluvia.

Se puede concluir entonces que la herramienta desarrollada en este trabajo es una herramienta capaz de trabajar prácticamente con cualquier geometría de calle, ya sean secciones en "V" o Gutter estándar, que asimismo permite trabajar con cualquier lluvia de proyecto además de disponer de un catálogo que incluye los sumideros más frecuentemente utilizados y que da respuesta, en pocos segundos, de la máxima separación de los imbornales así como de las características del flujo superficial, en tanto a velocidad y calado, satisfaciendo así los objetivos marcados al inicio del desarrollo del trabajo.



Anejo

Curvas de estabilización para cada situación de análisis y modelo de reja

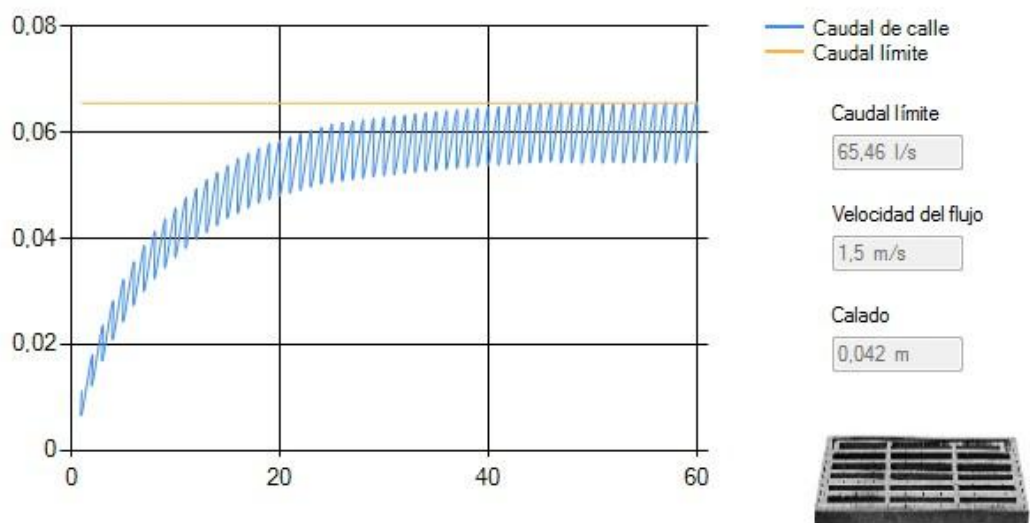
8. Anejo: Curvas de estabilización para cada situación de análisis y modelo de reja

8.1 Variación de la pendiente longitudinal

8.1.1 Modelo R-121

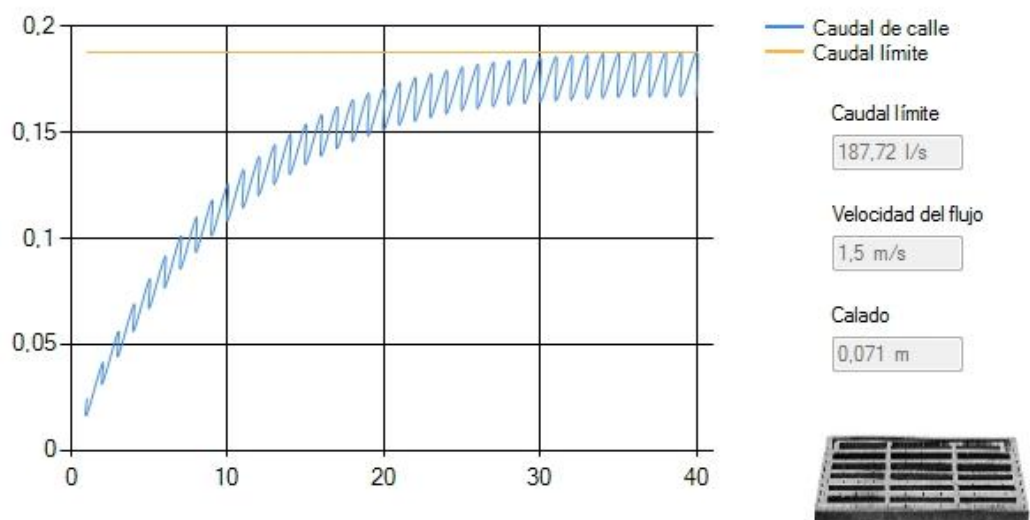
8.1.1.1 Pendiente 10 %

El espaciado óptimo de imbornales es: **29** metros



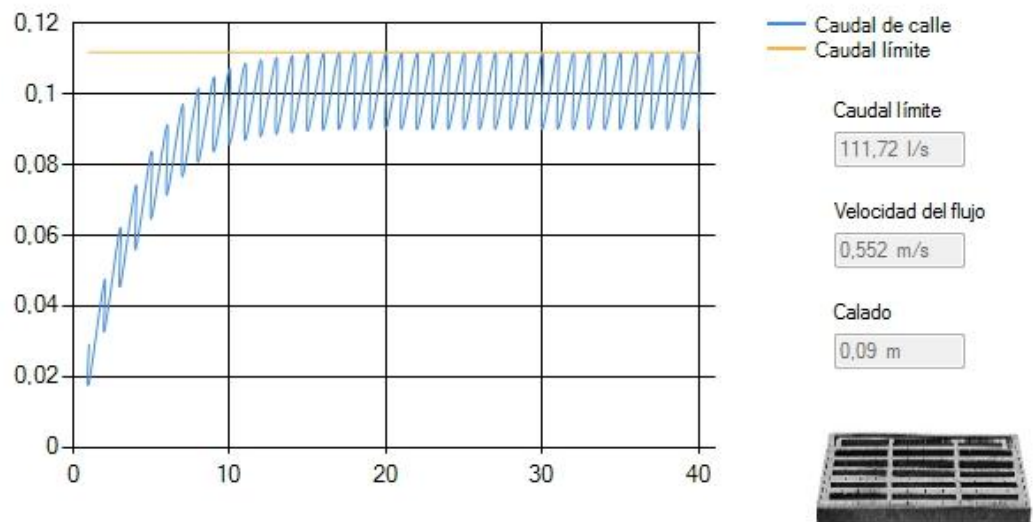
8.1.1.2 Pendiente 5 %

El espaciado óptimo de imbornales es: **63** metros



8.1.1.3 Pendiente 0.5 %

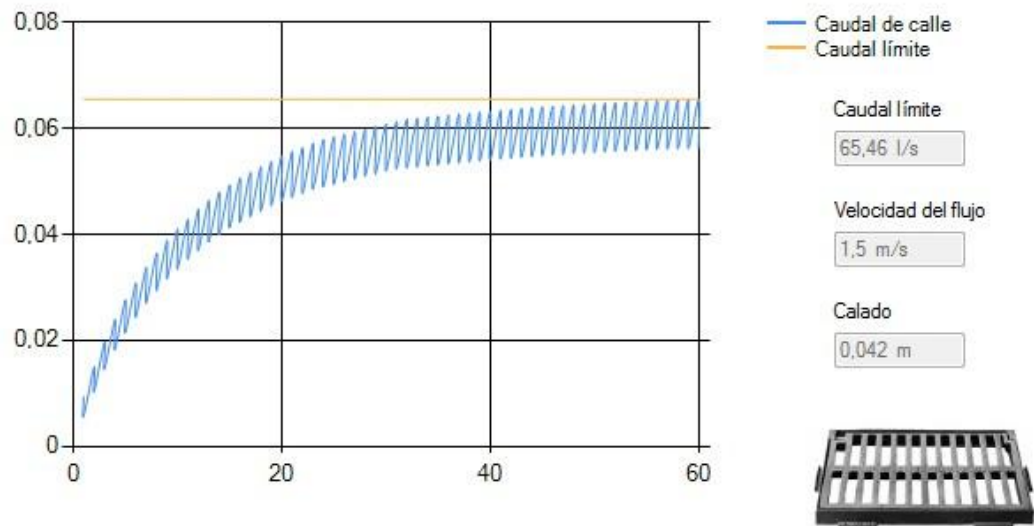
El espaciado óptimo de imbornales es: **80** metros



8.1.2 Modelo IMPU

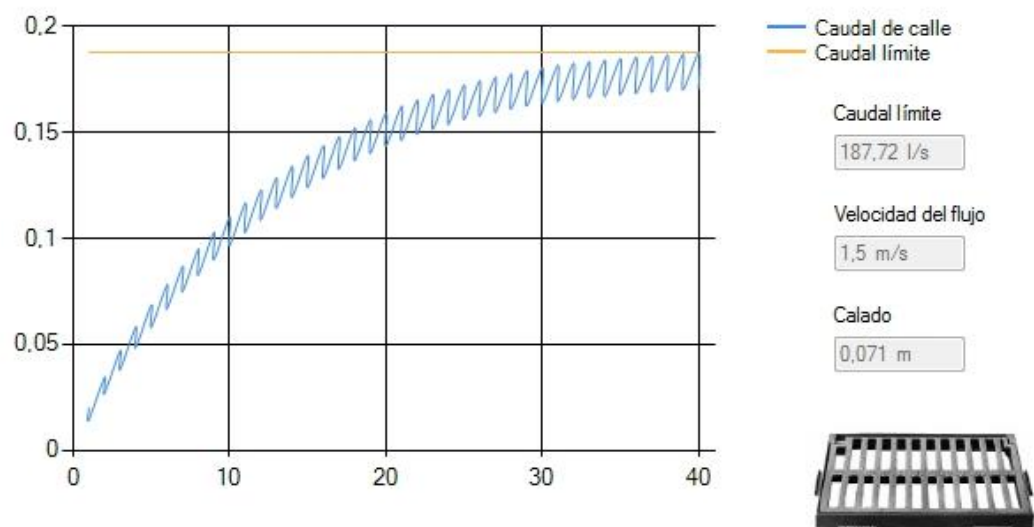
8.1.2.1 Pendiente 10 %

El espaciado óptimo de imbornales es: **24** metros



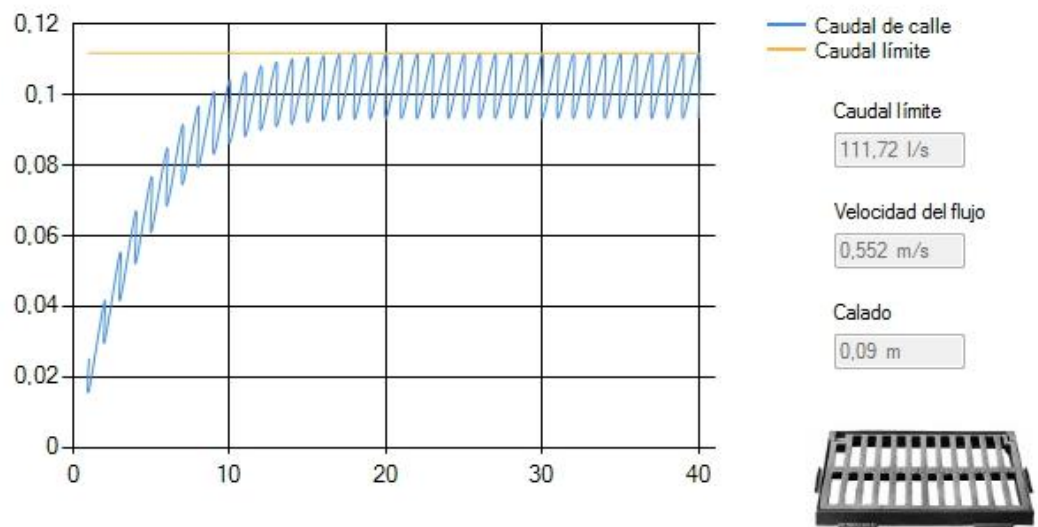
8.1.2.2 Pendiente 5 %

El espaciado óptimo de imbornales es: **52** metros



8.1.2.3 Pendiente 0.5 %

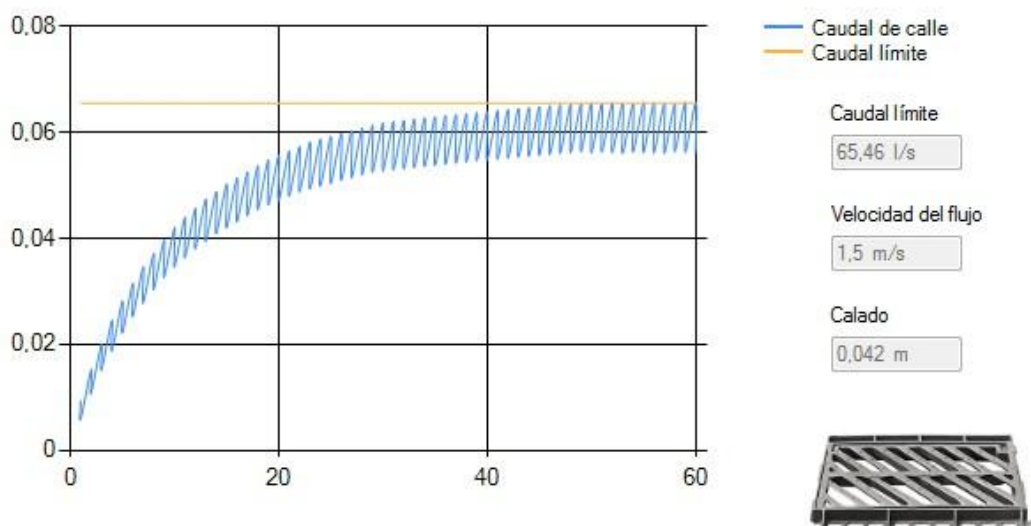
El espaciado óptimo de imbornales es: **69** metros



8.1.3 Modelo E-25

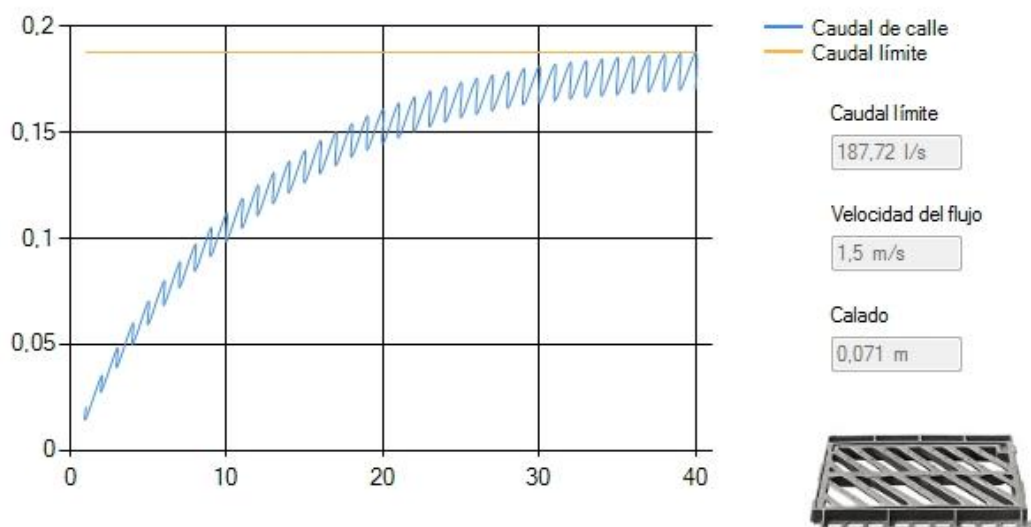
8.1.3.1 Pendiente 10 %

El espaciado óptimo de imbornales es: **24** metros



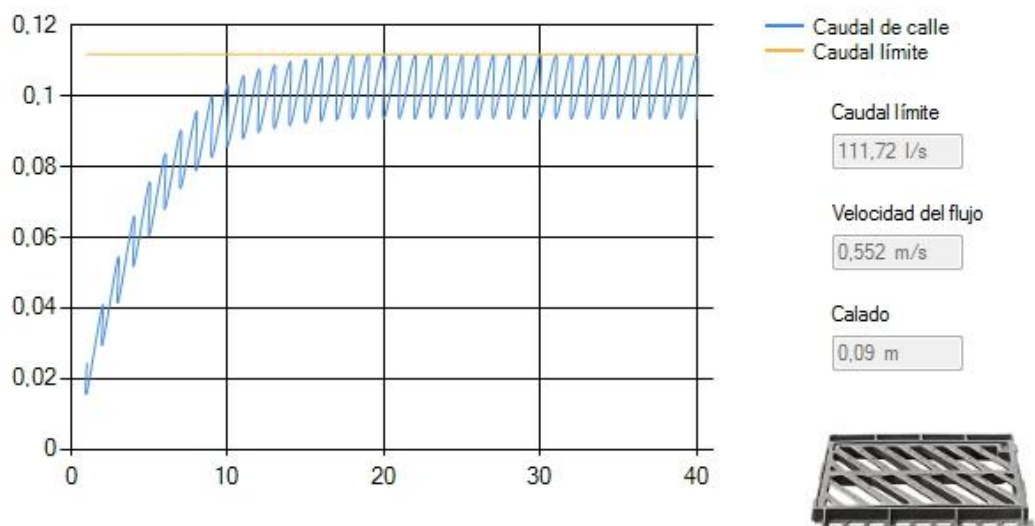
8.1.3.2 Pendiente 5 %

El espaciado óptimo de imbornales es: **52** metros



8.1.3.3 Pendiente 0.5 %

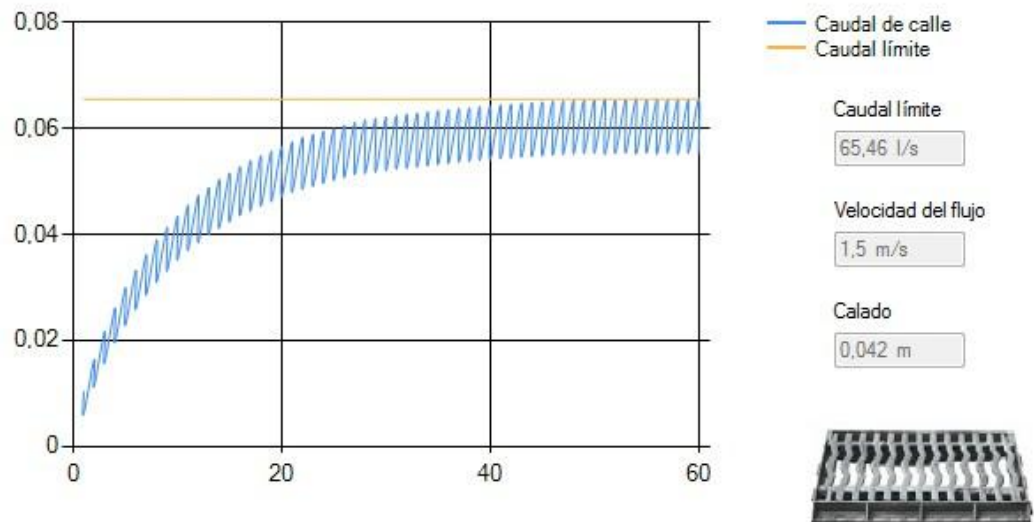
El espaciado óptimo de imbornales es: **67** metros



8.1.4 Modelo Ebro

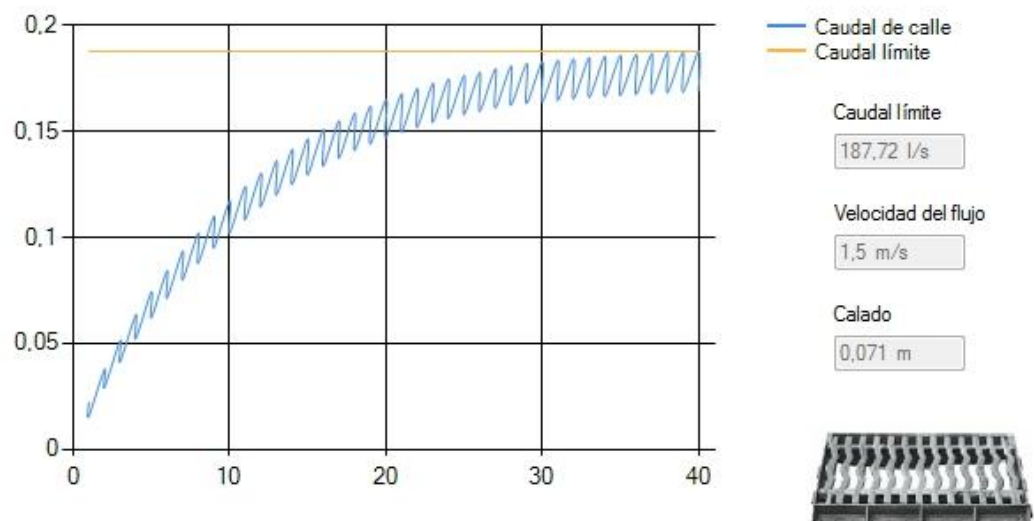
8.1.4.1 Pendiente 10%

El espaciado óptimo de imbornales es: **26** metros



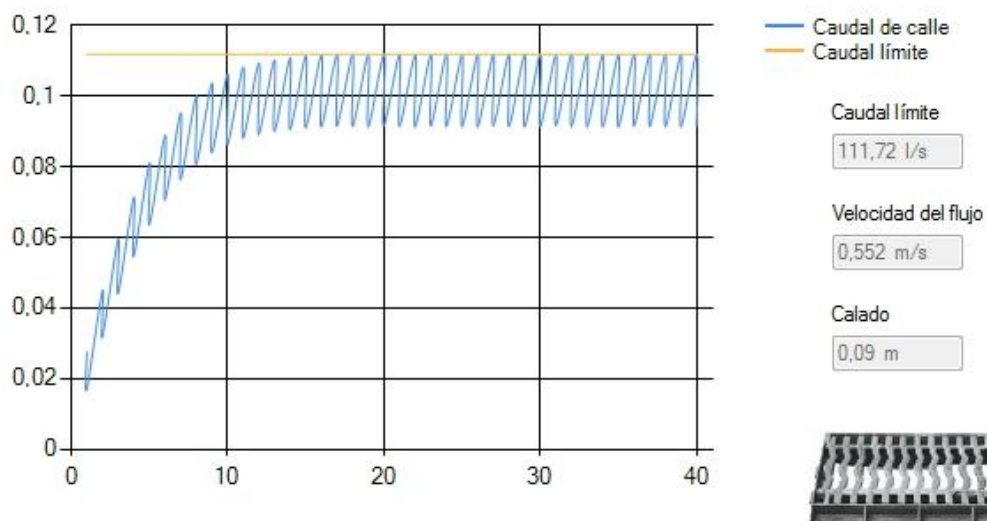
8.1.4.2 Pendiente 5 %

El espaciado óptimo de imbornales es: **57** metros



8.1.4.3 Pendiente 0.5 %

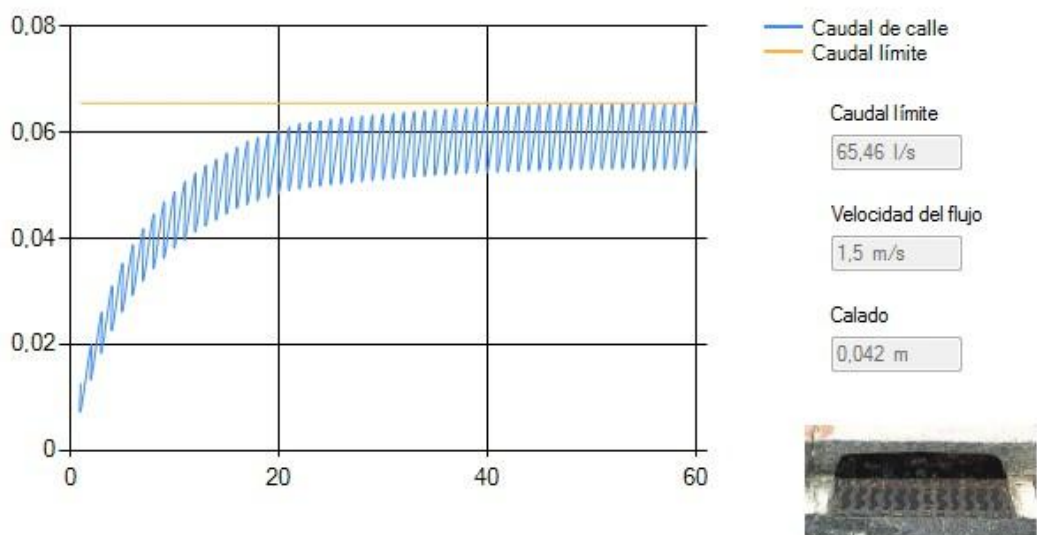
El espaciado óptimo de imbornales es: **75** metros



8.1.5 Modelo Ebro ventana lateral

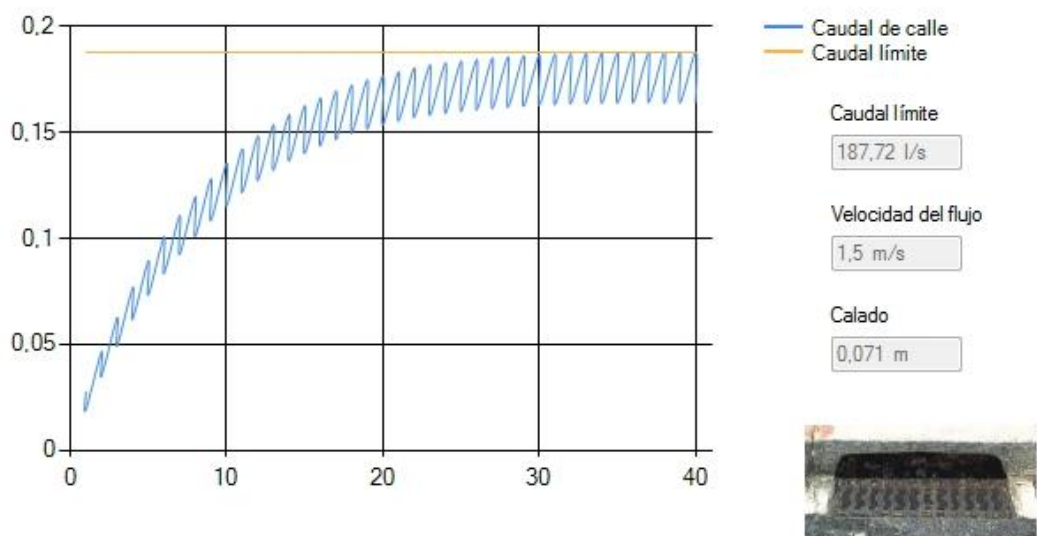
8.1.5.1 Pendiente 10 %

El espaciado óptimo de imbornales es: **32** metros



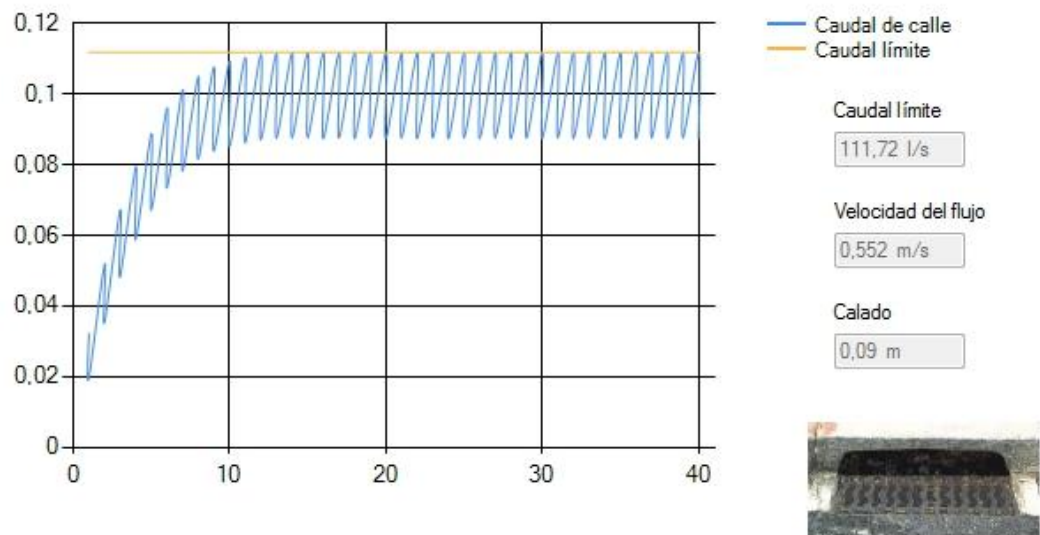
8.1.5.2 Pendiente 5 %

El espaciado óptimo de imbornales es: **71** metros



8.1.5.3 Pendiente 0.5 %

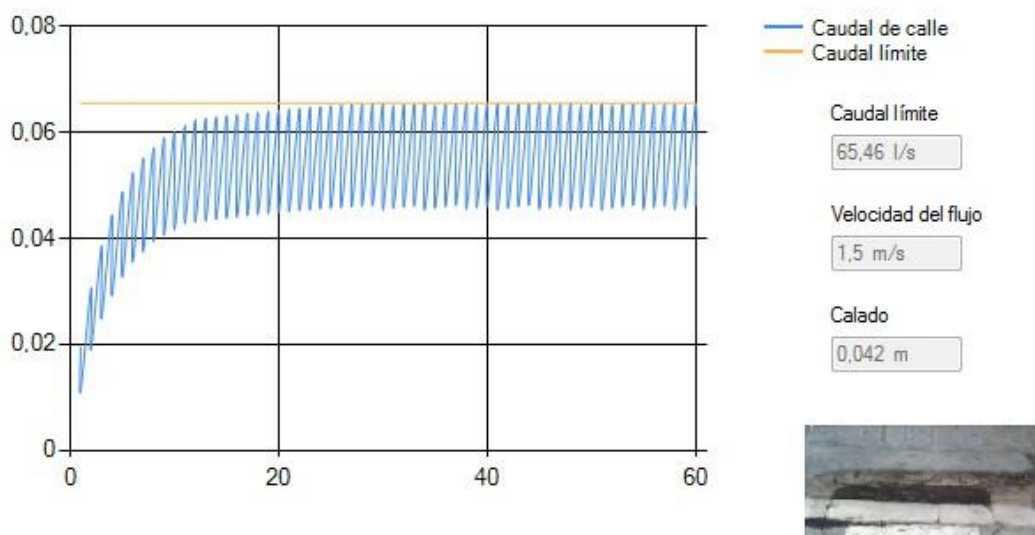
El espaciado óptimo de imbornales es: **88** metros



8.1.6 Ventana lateral

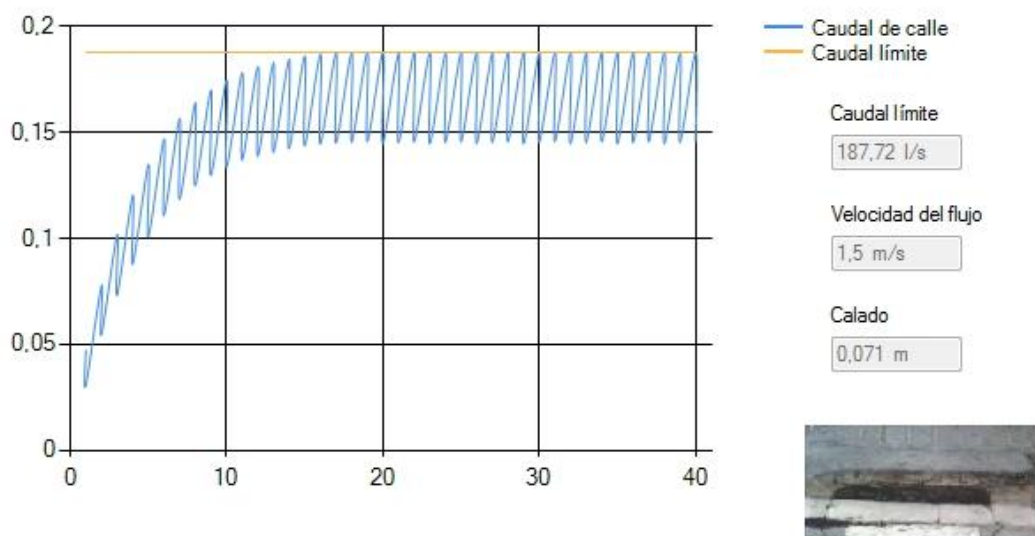
8.1.6.1 Pendiente 10 %

El espaciado óptimo de imbornales es: **50** metros



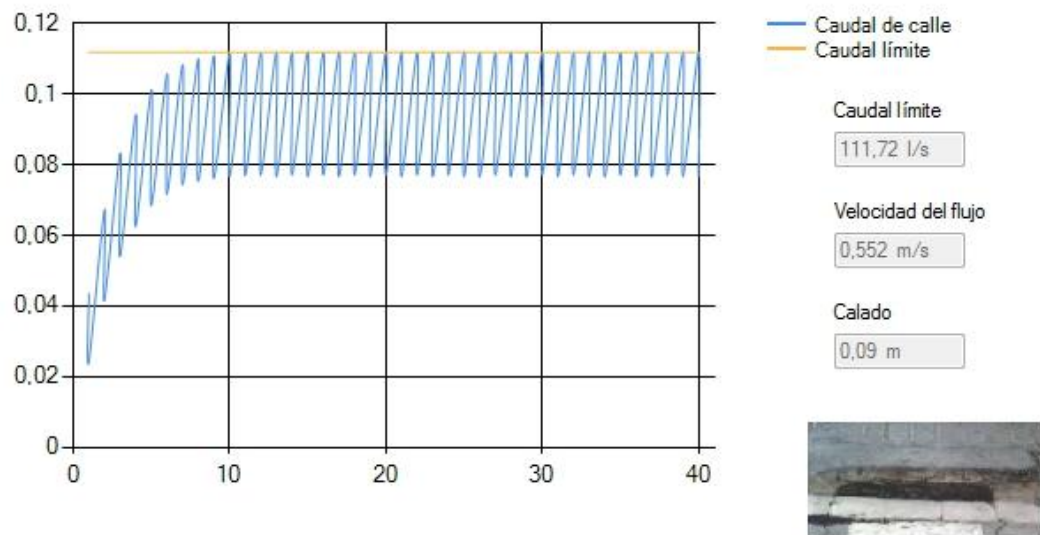
8.1.6.2 Pendiente 5 %

El espaciado óptimo de imbornales es: **122** metros



8.1.6.3 Pendiente 0.5 %

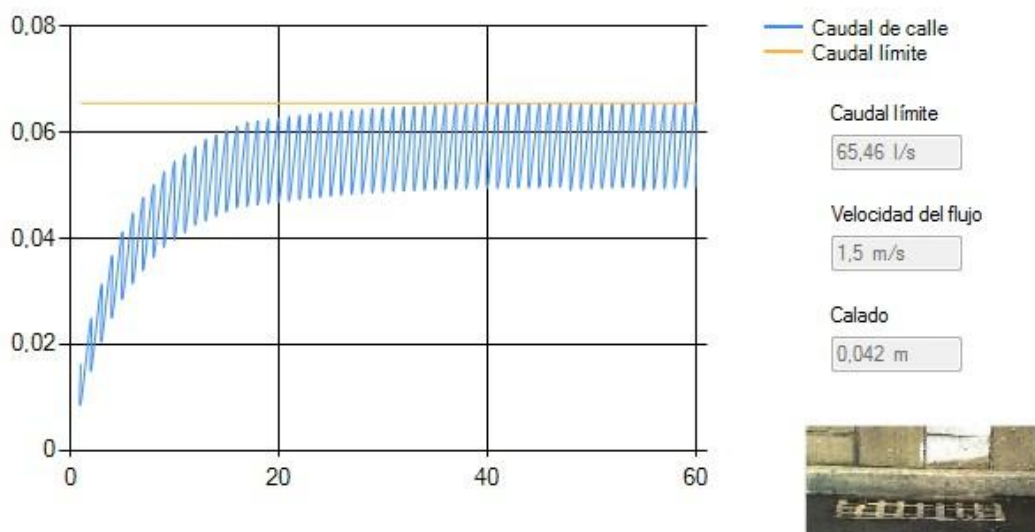
El espaciado óptimo de imbornales es: **119** metros



8.1.7 Reja interceptora

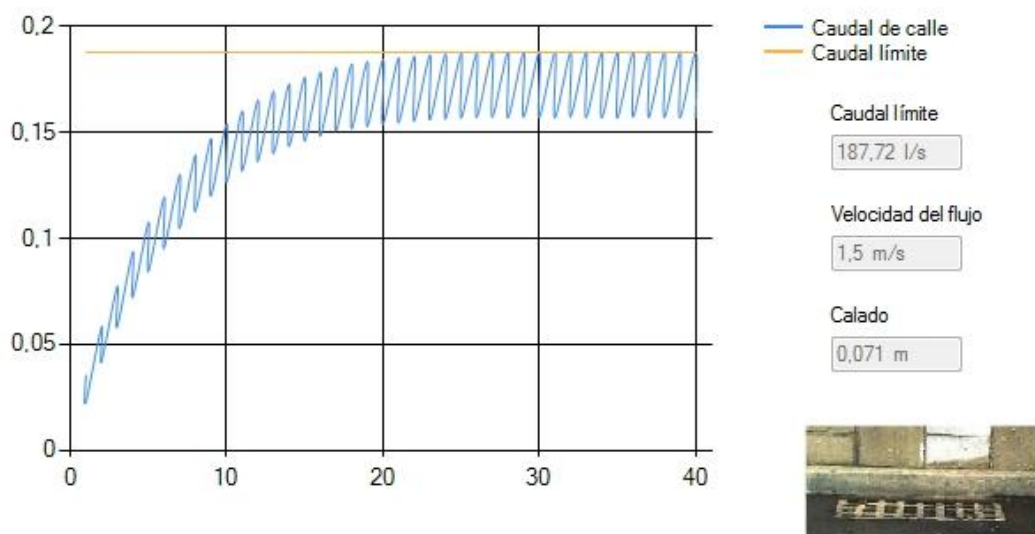
8.1.7.1 Pendiente 10 %

El espaciado óptimo de imbornales es: **41** metros



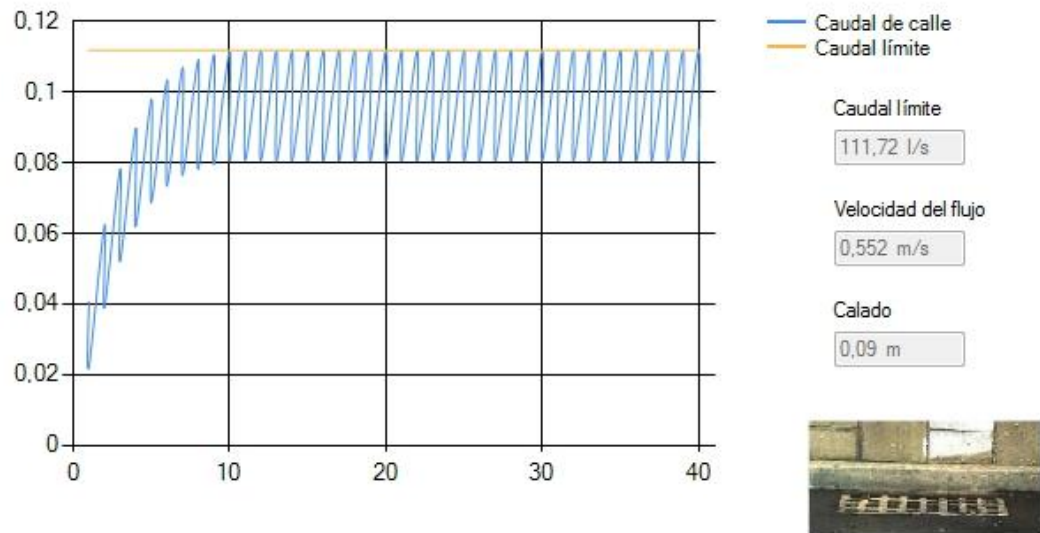
8.1.7.2 Pendiente 5 %

El espaciado óptimo de imbornales es: **92** metros



8.1.7.3 Pendiente 0.5 %

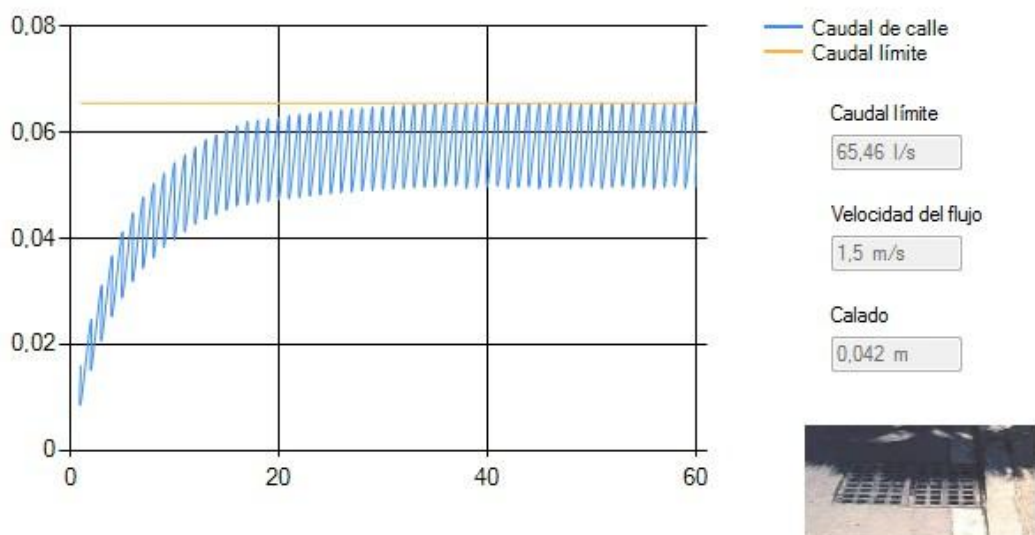
El espaciado óptimo de imbornales es: **111** metros



8.1.8 Doble interceptora

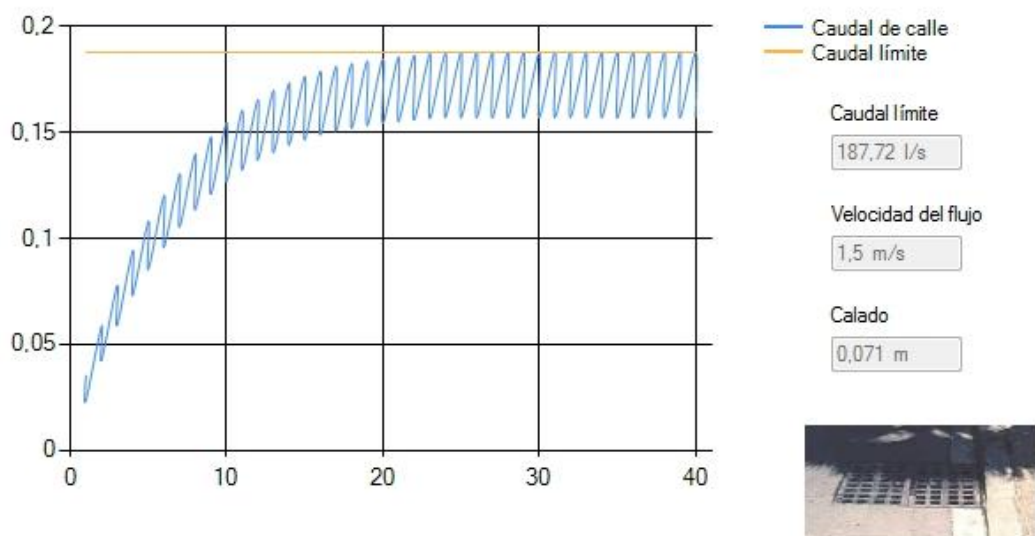
8.1.8.1 Pendiente 10 %

El espaciado óptimo de imbornales es: **41** metros



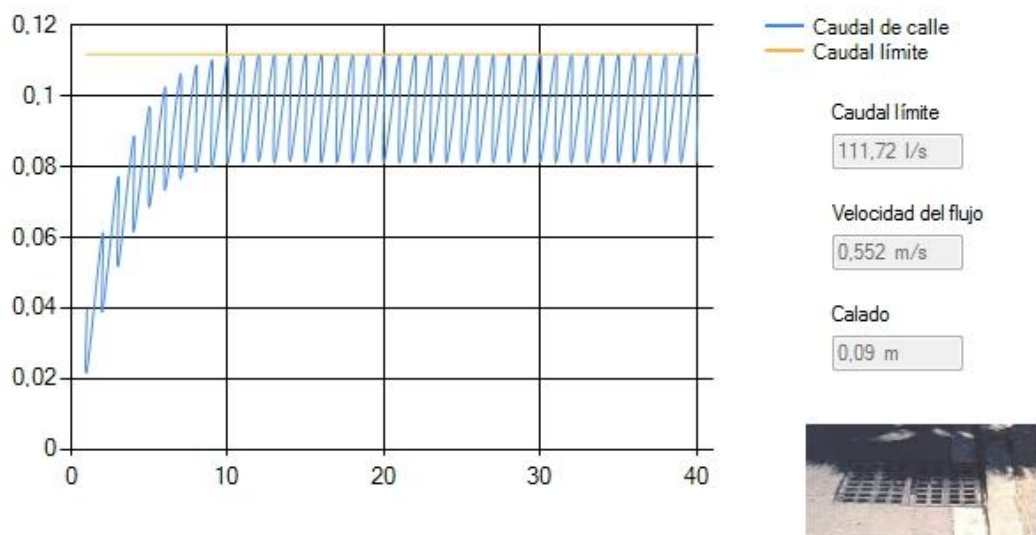
8.1.8.2 Pendiente 5 %

El espaciado óptimo de imbornales es: **91** metros



8.1.8.3 Pendiente 0.5 %

El espaciado óptimo de imbornales es: **108 metros**



8.1.9 Tabla resumen

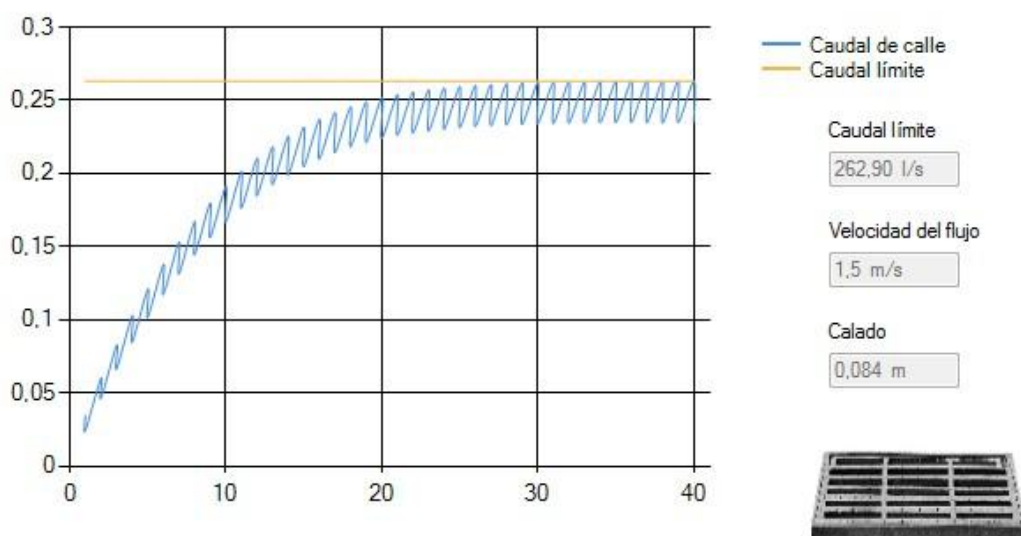
Tipo de Reja	Pendiente 10%	Pendiente 5%	Pendiente 0.5%
Modelo R-121	29 m	63 m	80 m
Modelo IMPU	24 m	52 m	69 m
Modelo E-25	24 m	52 m	67 m
Modelo Ebro	26 m	57 m	75 m
Modelo Ebro Ventana	32 m	71 m	88 m
Ventana lateral	50 m	122 m	119 m
Reja interceptora	41 m	92 m	111 m
Interceptora doble	41 m	91 m	108 m

8.2 Variación del factor de colmatación

8.2.1 Modelo R-121

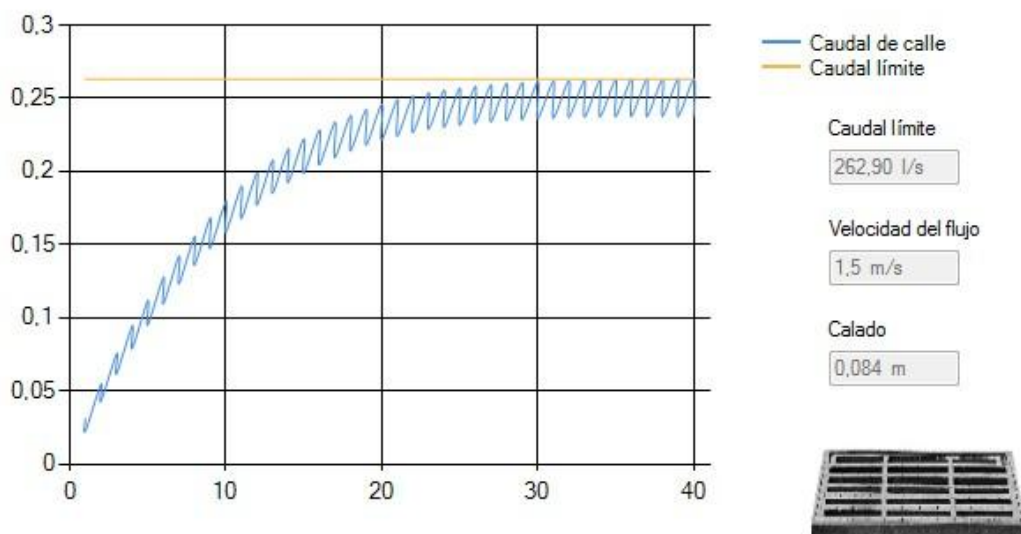
8.2.1.1 Factor de colmatación 1.8

El espaciado óptimo de imbornales es: **96** metros



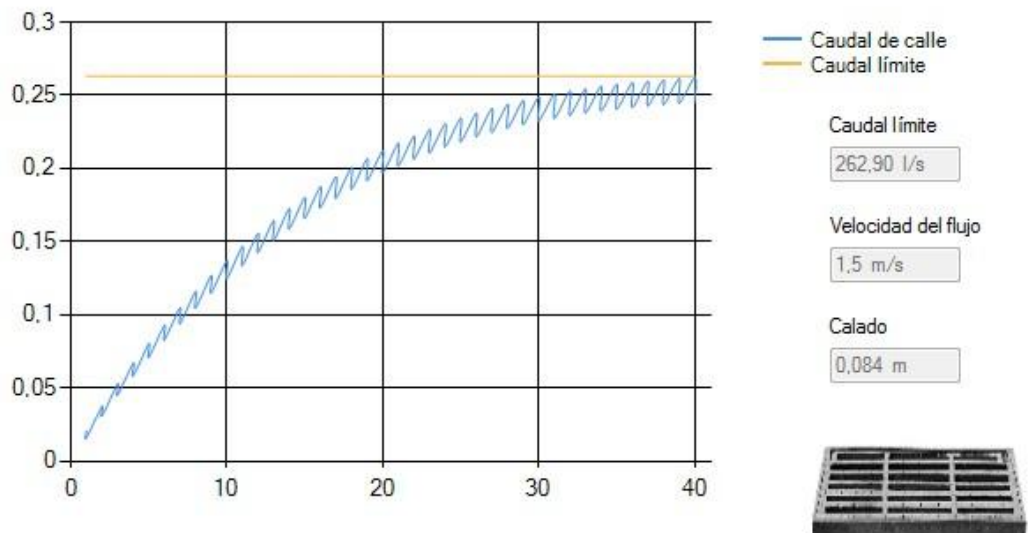
8.2.1.2 Factor de colmatación 2

El espaciado óptimo de imbornales es: **87** metros



8.2.1.3 Factor de colmatación 3

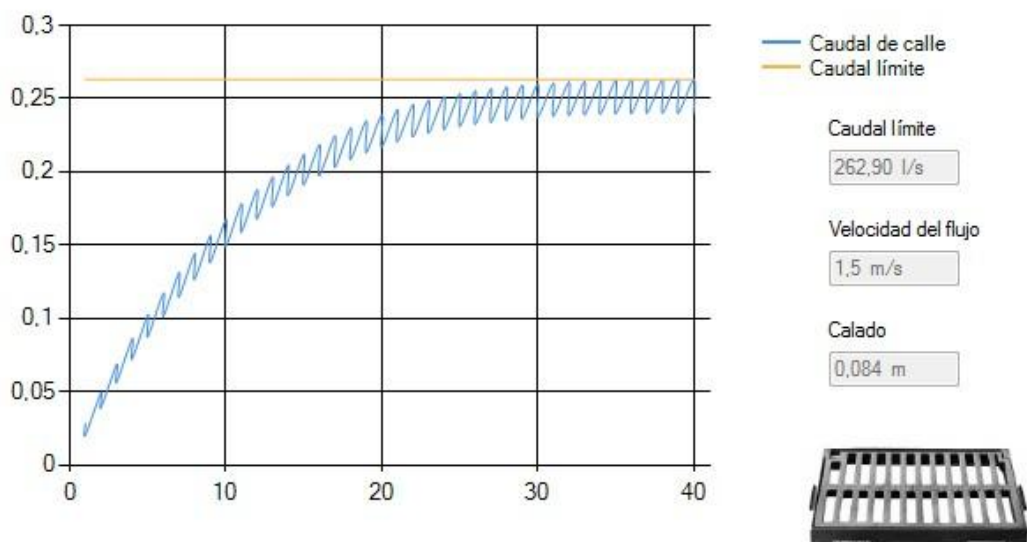
El espaciado óptimo de imbornales es: **58** metros



8.2.2 Modelo IMPU

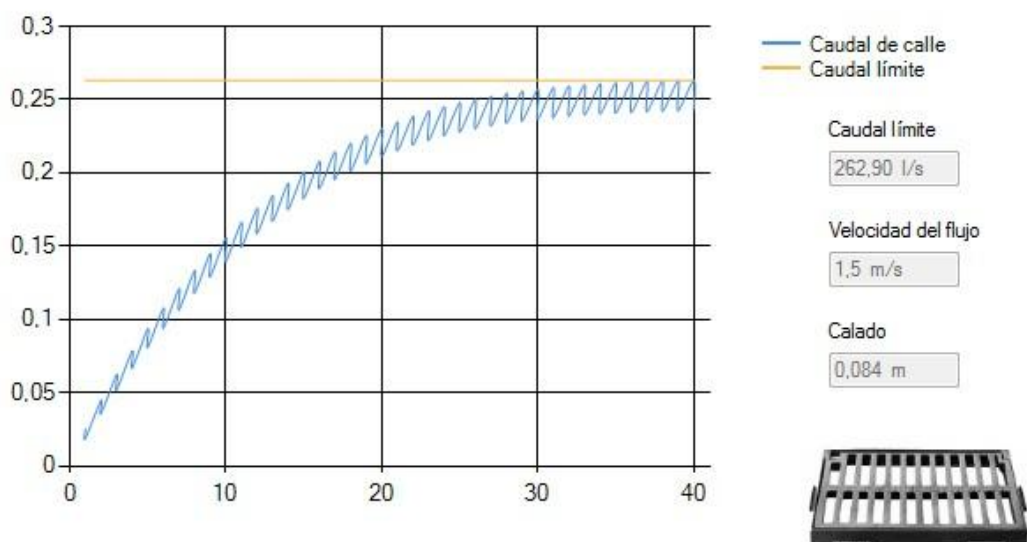
8.2.2.1 Factor de colmatación 1.8

El espaciado óptimo de imbornales es: **79** metros



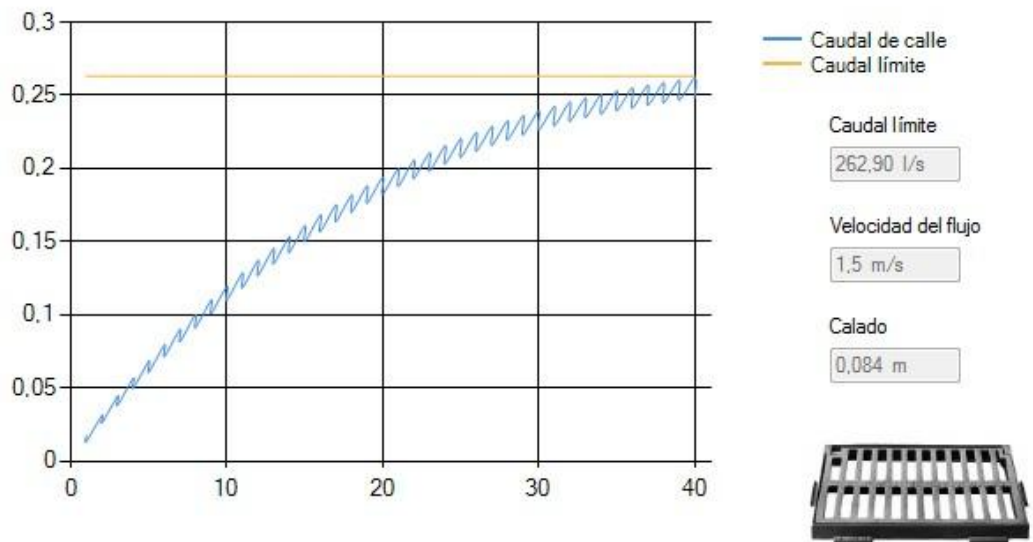
8.2.2.2 Factor de colmatación 2

El espaciado óptimo de imbornales es: **71** metros



8.2.2.3 Factor de colmatación 3

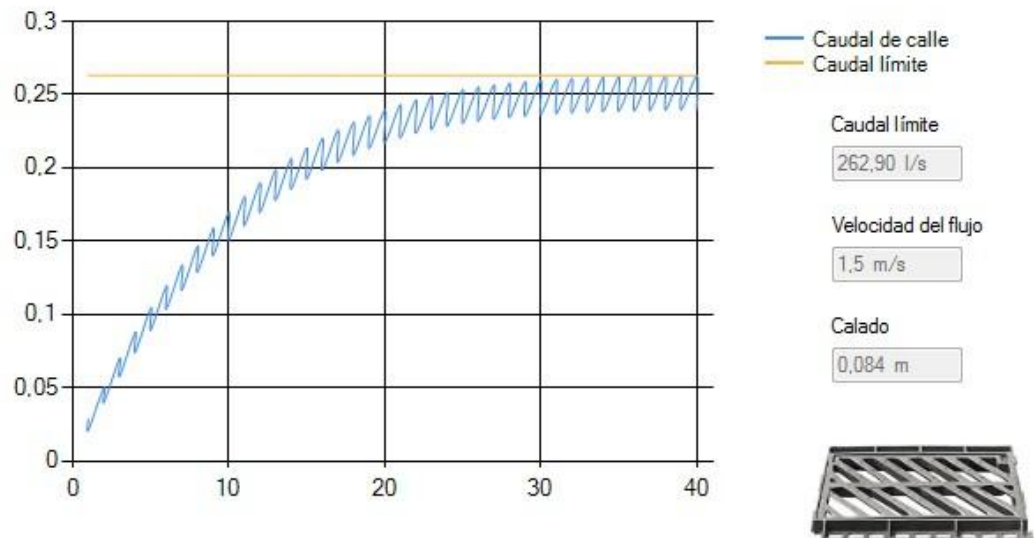
El espaciado óptimo de imbornales es: **49** metros



8.2.3 Modelo E-25

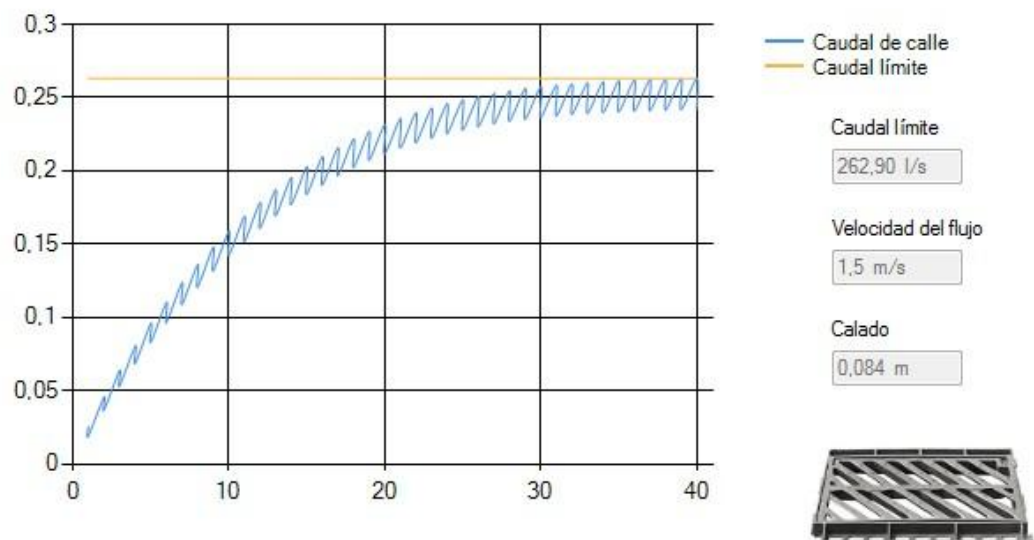
8.2.3.1 Factor de colmatación 1.8

El espaciado óptimo de imbornales es: **80** metros



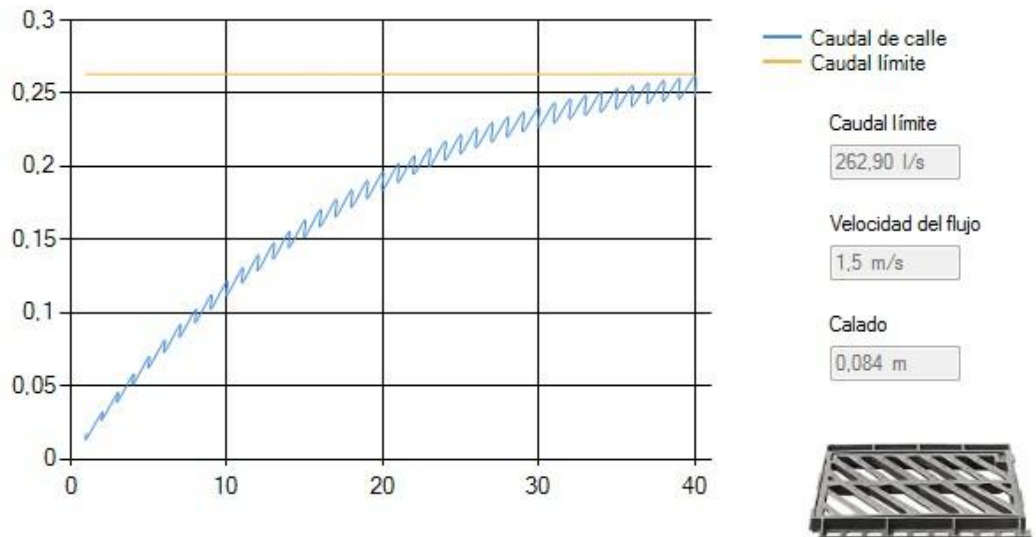
8.2.3.2 Factor de colmatación 2

El espaciado óptimo de imbornales es: **72** metros



8.2.3.3 Factor de colmatación 3

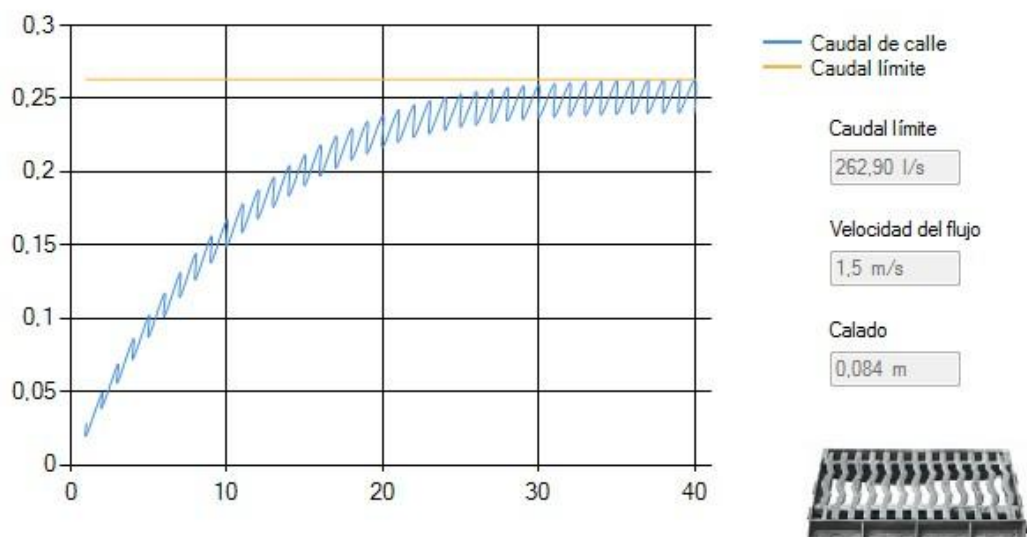
El espaciado óptimo de imbornales es: **49** metros



8.2.4 Modelo Ebro

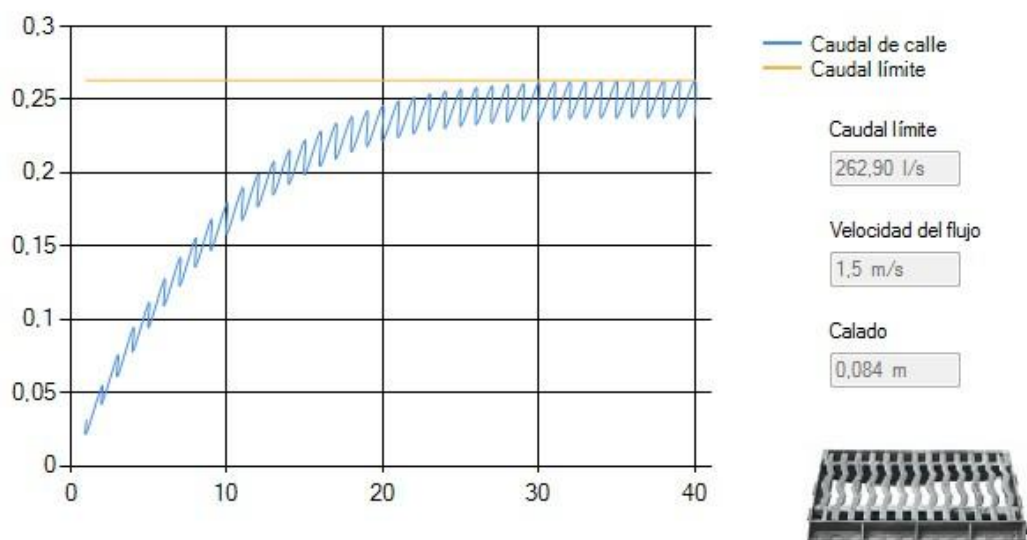
8.2.4.1 Factor de colmatación 1.8

El espaciado óptimo de imbornales es: **79** metros



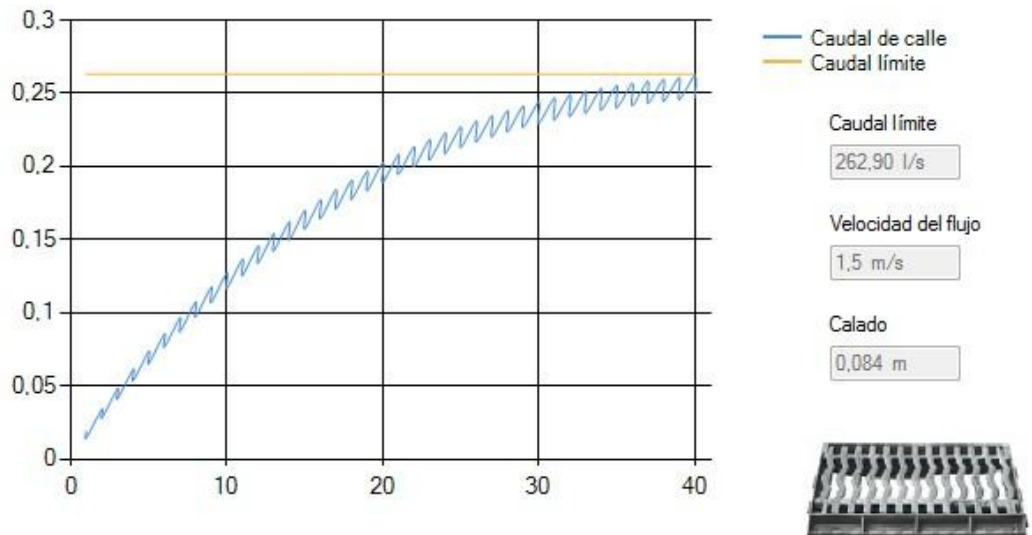
8.2.4.2 Factor de colmatación 2

El espaciado óptimo de imbornales es: **87** metros



8.2.4.3 Factor de colmatación 3

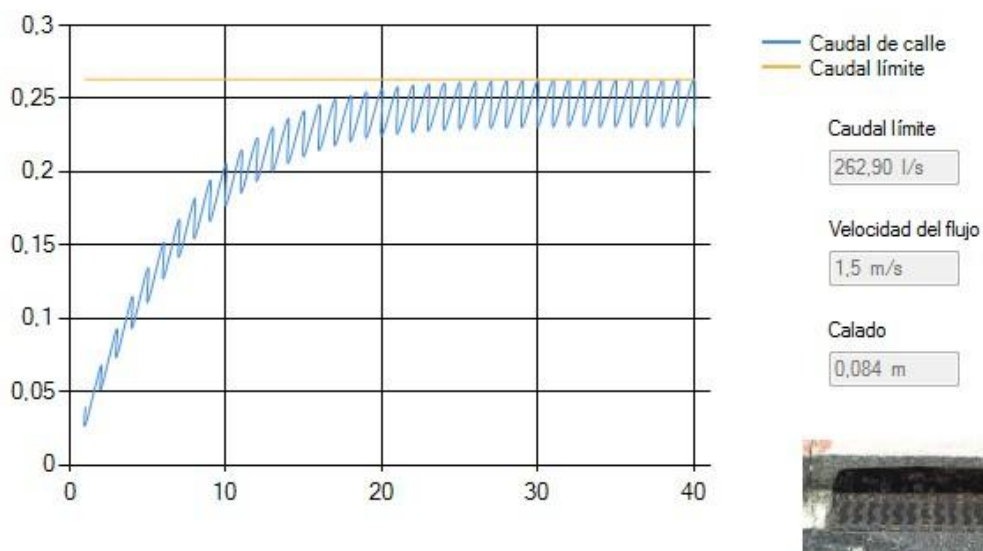
El espaciado óptimo de imbornales es: **53** metros



8.2.5 Modelo Ebro ventana lateral

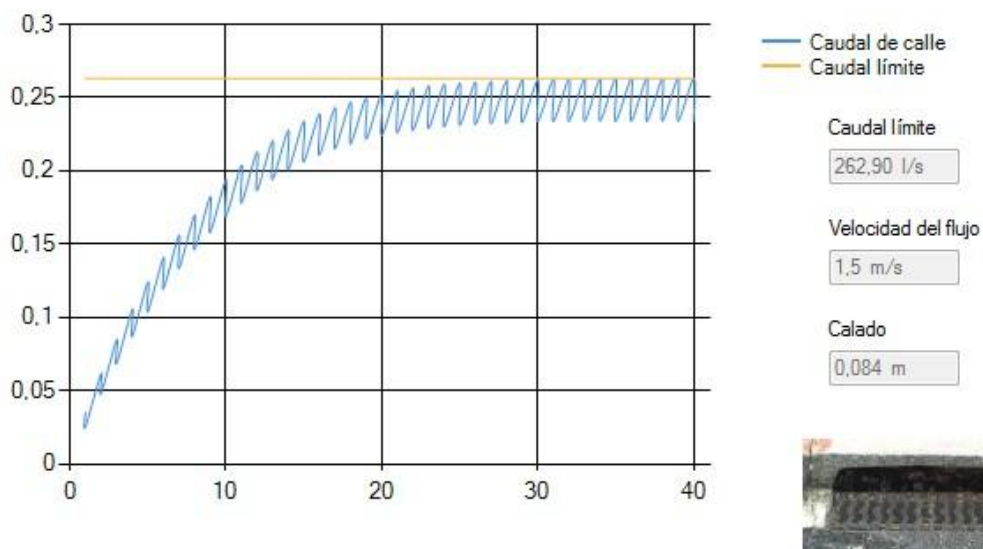
8.2.5.1 Factor de colmatación 1.8

El espaciado óptimo de imbornales es: **109** metros



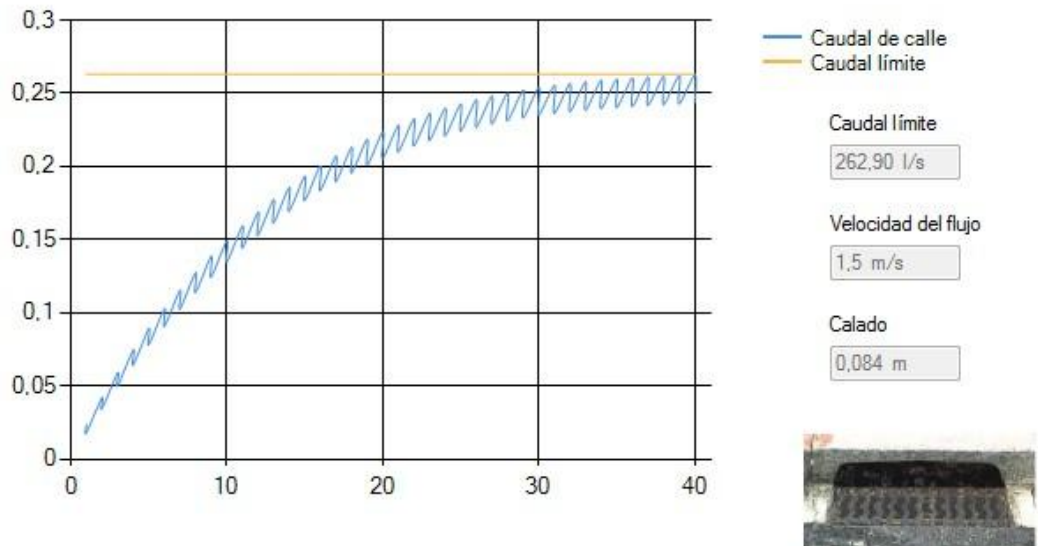
8.2.5.2 Factor de colmatación 2

El espaciado óptimo de imbornales es: **98** metros



8.2.5.3 Factor de colmatación 3

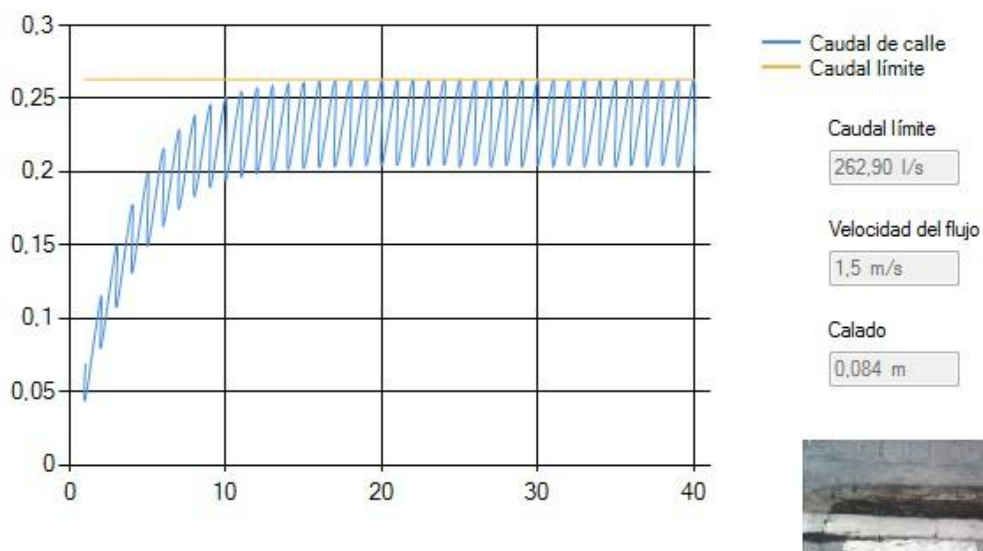
El espaciado óptimo de imbornales es: **66** metros



8.2.6 Ventana lateral

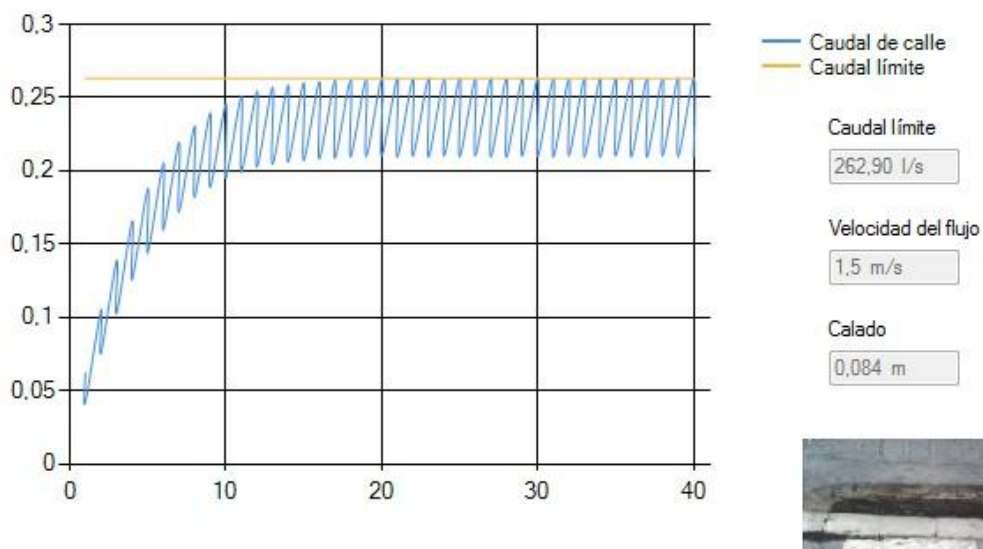
8.2.6.1 Factor de colmatación 1.8

El espaciado óptimo de imbornales es: **189** metros



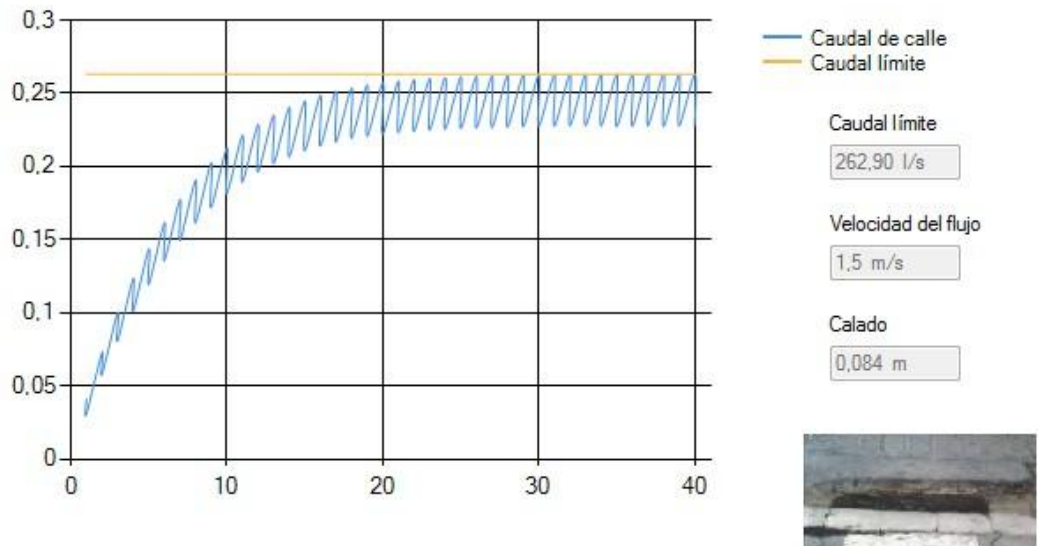
8.2.6.2 Factor de colmatación 2

El espaciado óptimo de imbornales es: **171** metros



8.2.6.3 Factor de colmatación 3

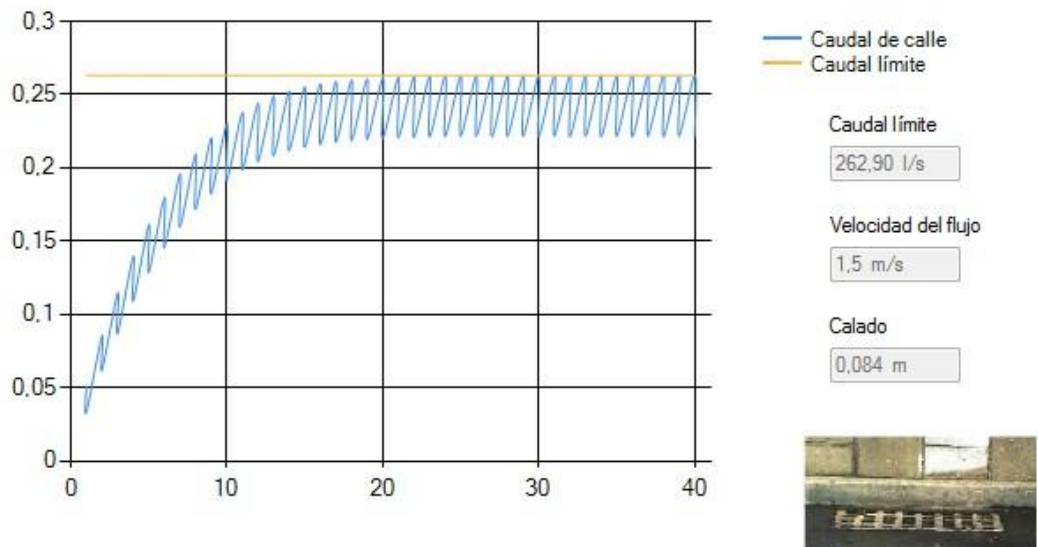
El espaciado óptimo de imbornales es: **113** metros



8.2.7 Reja interceptora

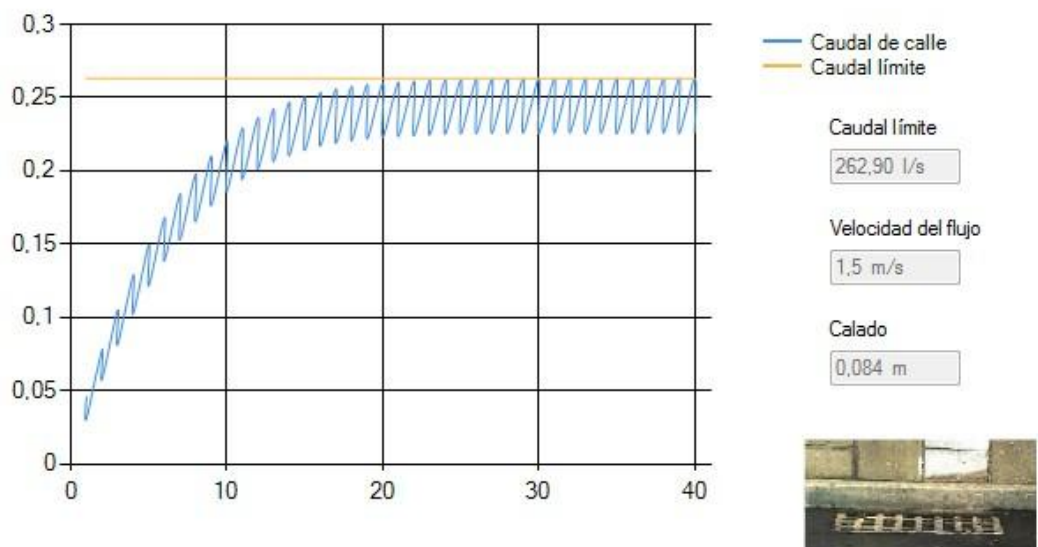
8.2.7.1 Factor de colmatación 1.8

El espaciado óptimo de imbornales es: **141** metros



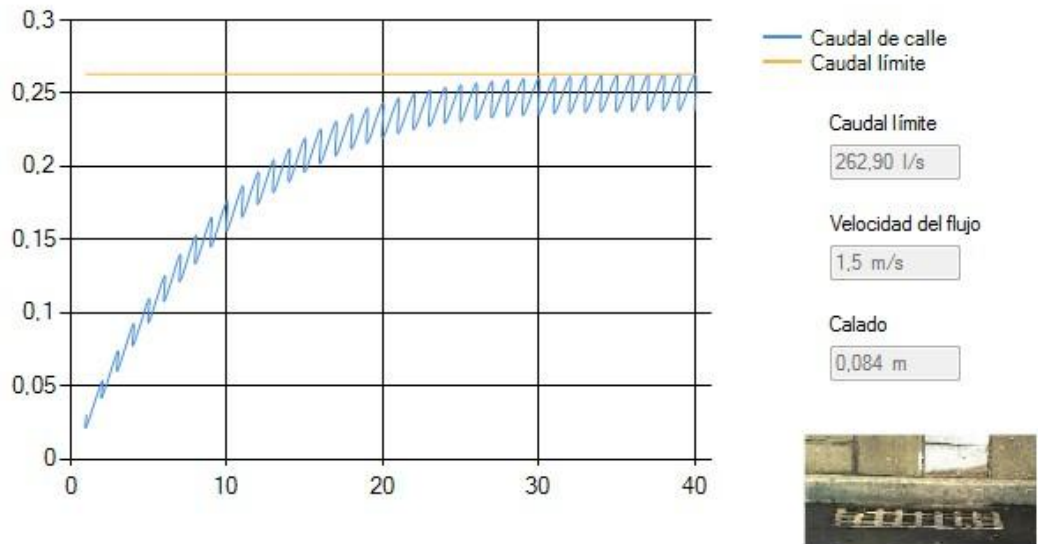
8.2.7.2 Factor de colmatación 2

El espaciado óptimo de imbornales es: **126** metros



8.2.7.3 Factor de colmatación 3

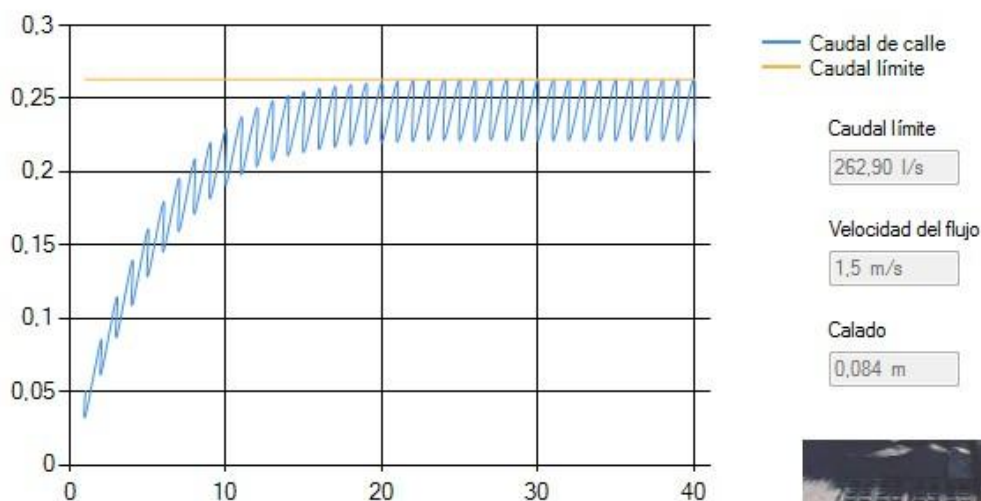
El espaciado óptimo de imbornales es: **84** metros



8.2.8 Doble interceptora

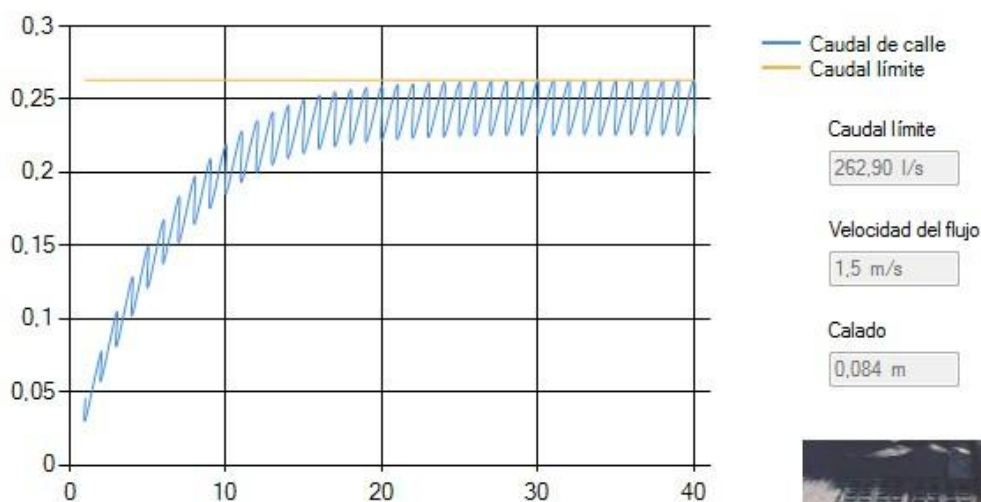
8.2.8.1 Factor de colmatación 1.8

El espaciado óptimo de imbornales es: **140** metros



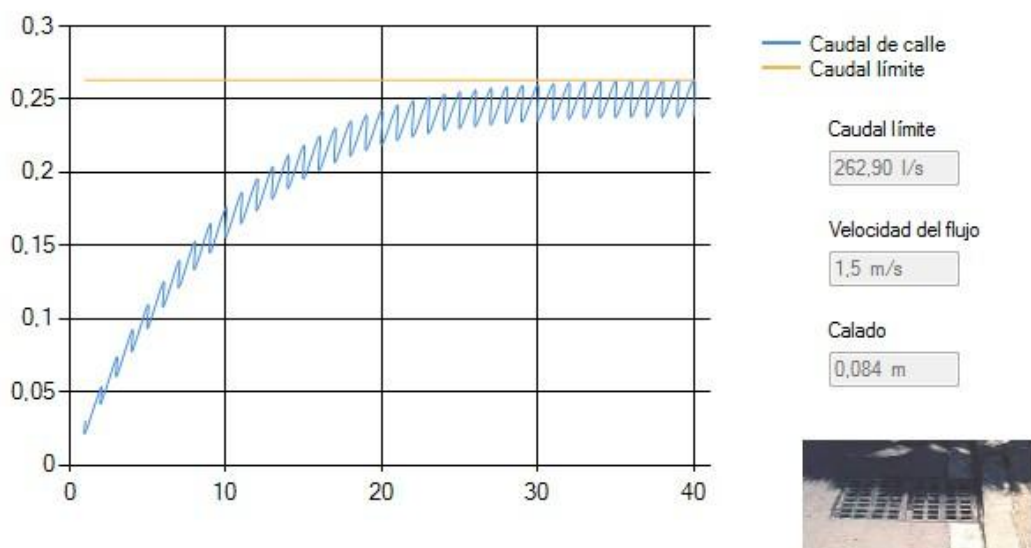
8.2.8.2 Factor de colmatación 2

El espaciado óptimo de imbornales es: **126** metros



8.2.8.3 Factor de colmatación 3

El espaciado óptimo de imbornales es: **84** metros



8.2.9 Tabla resumen

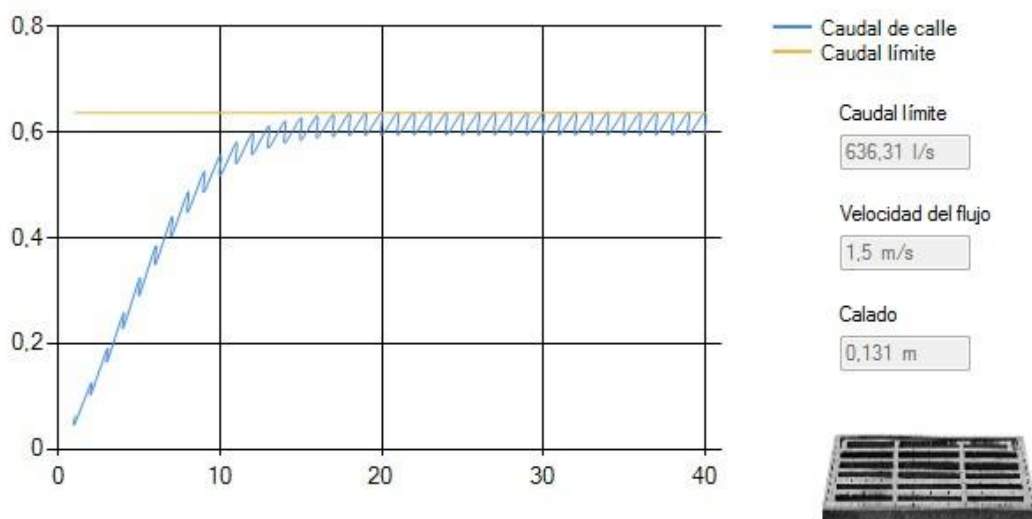
Tipo de Reja	F.S. 1.8	F.S. 2	F.S. 3
Modelo R-121	96 m	87 m	58 m
Modelo IMPU	79 m	71 m	49 m
Modelo E-25	80 m	72 m	49 m
Modelo Ebro	87 m	79 m	53 m
Modelo Ebro Ventana	109 m	98 m	66 m
Ventana lateral	189 m	171 m	113 m
Reja interceptora	141 m	126 m	84 m
Interceptora doble	140 m	126 m	84 m

8.3 Variación de los criterios de riesgo

8.3.1 Modelo R-121

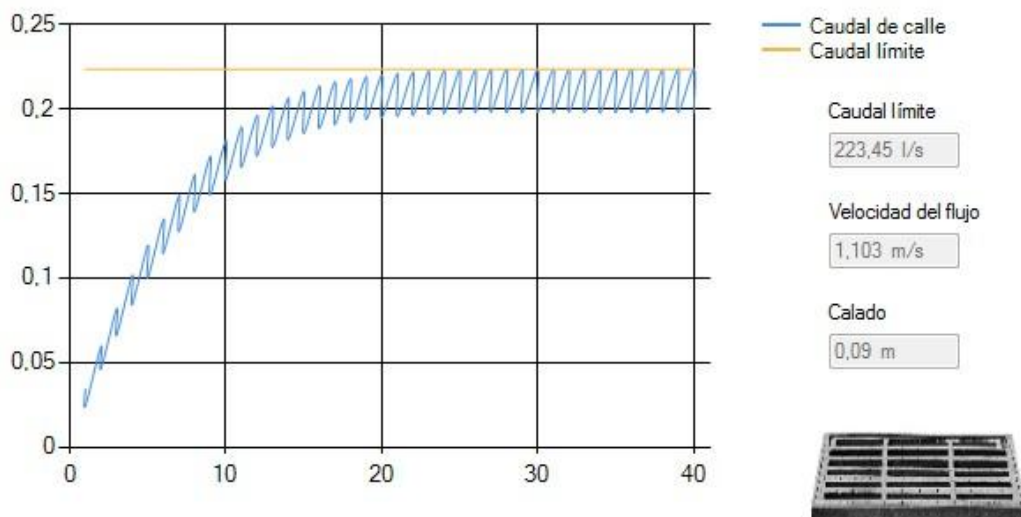
8.3.1.1 Calado máximo de 15 cm

El espaciado óptimo de imbornales es: **381** metros



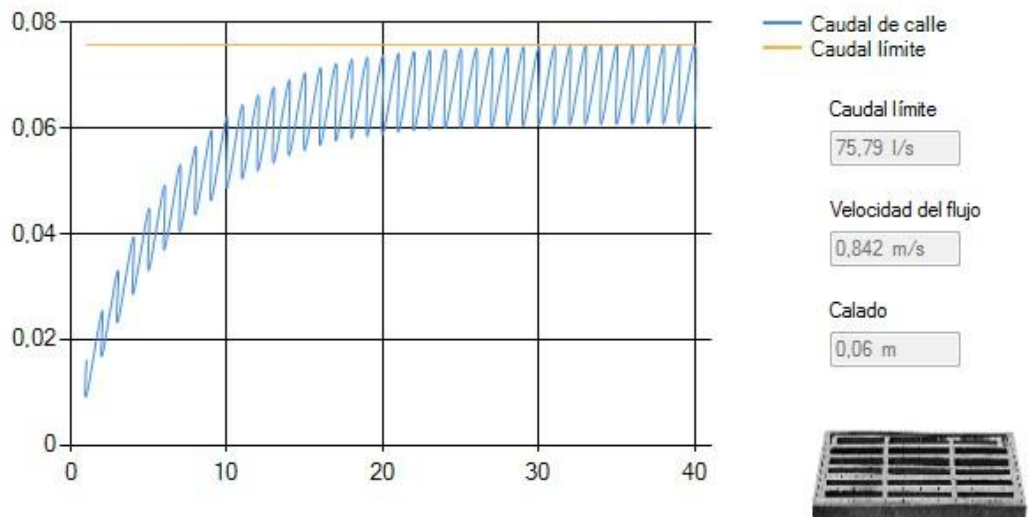
8.3.1.2 Calado máximo de 9 cm

El espaciado óptimo de imbornales es: **95** metros



8.3.1.3 Calado máximo de 6

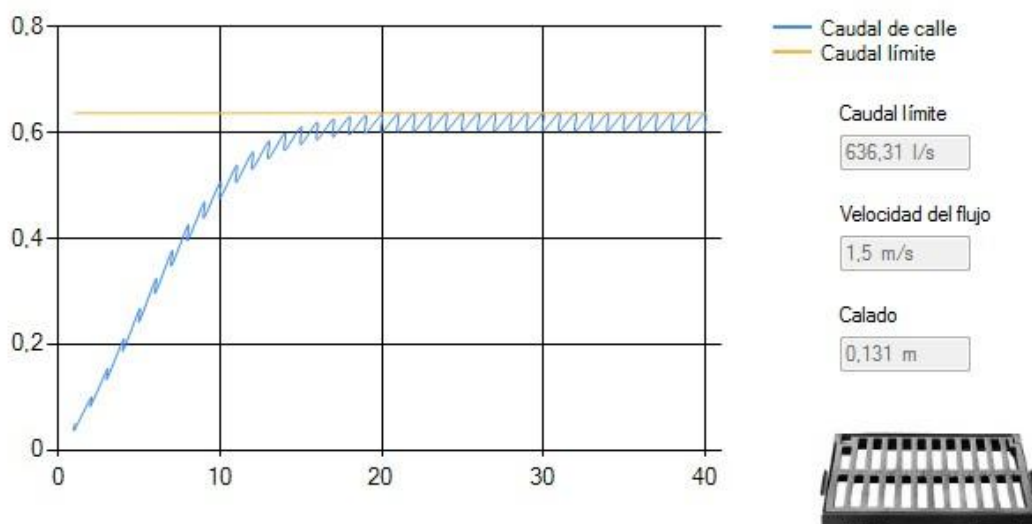
El espaciado óptimo de imbornales es: **41** metros



8.3.2 Modelo IMPU

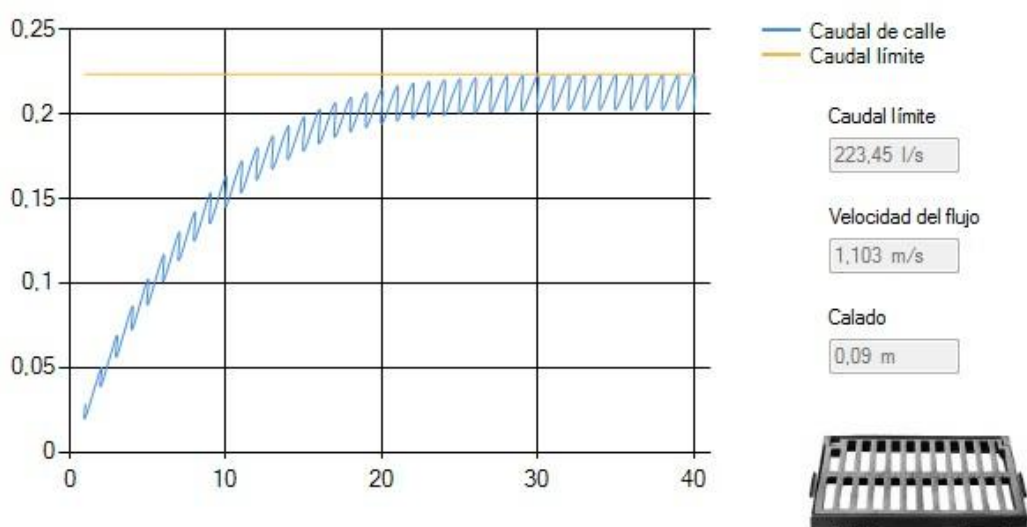
8.3.2.1 Calado máximo 15 cm

El espaciado óptimo de imbornales es: **317** metros



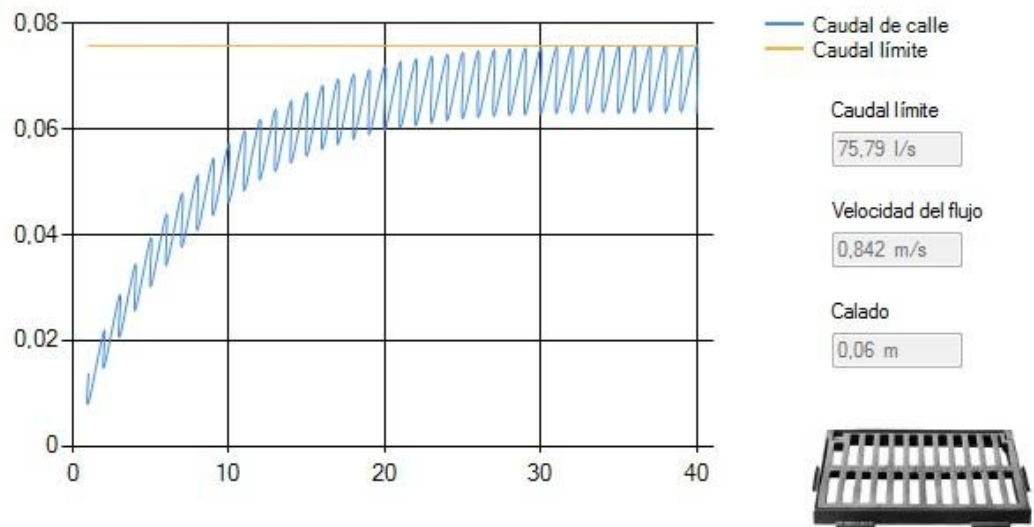
8.3.2.2 Calado máximo 9 cm

El espaciado óptimo de imbornales es: **78** metros



8.3.2.3 Calado máximo 6 cm

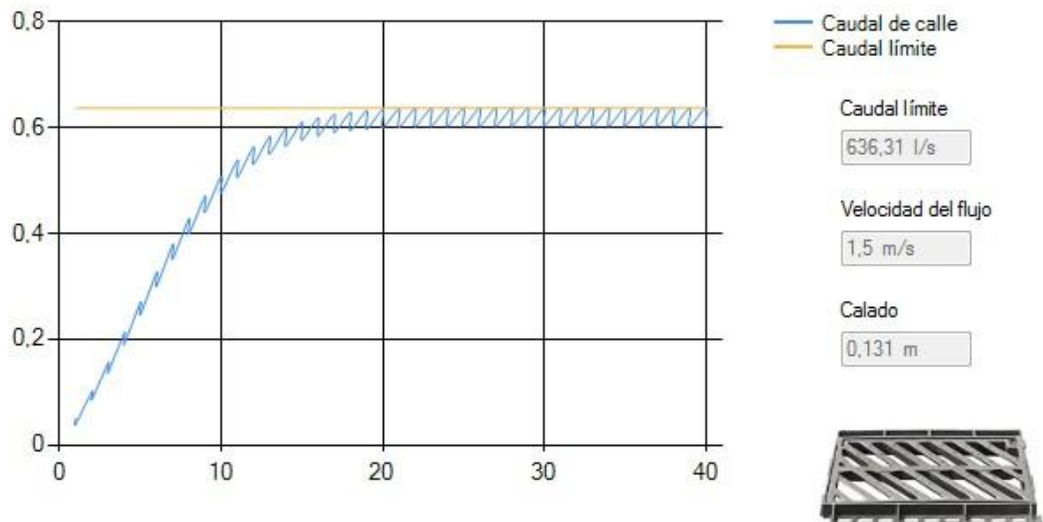
El espaciado óptimo de imbornales es: **35** metros



8.3.3 Modelo E-25

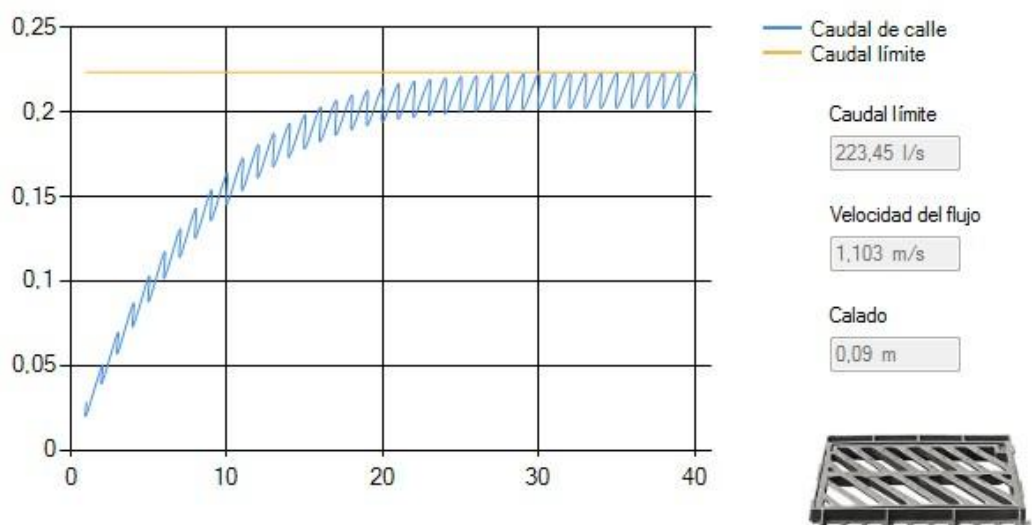
8.3.3.1 Calado máximo 15 cm

El espaciado óptimo de imbornales es: **320** metros



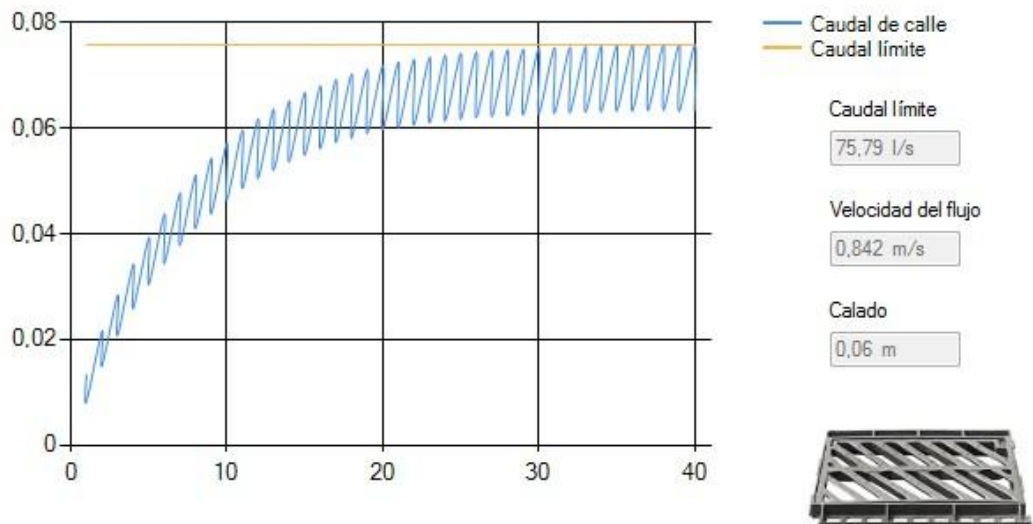
8.3.3.2 Calado máximo 9 cm

El espaciado óptimo de imbornales es: **79** metros



8.3.3.3 Calado máximo 6 cm

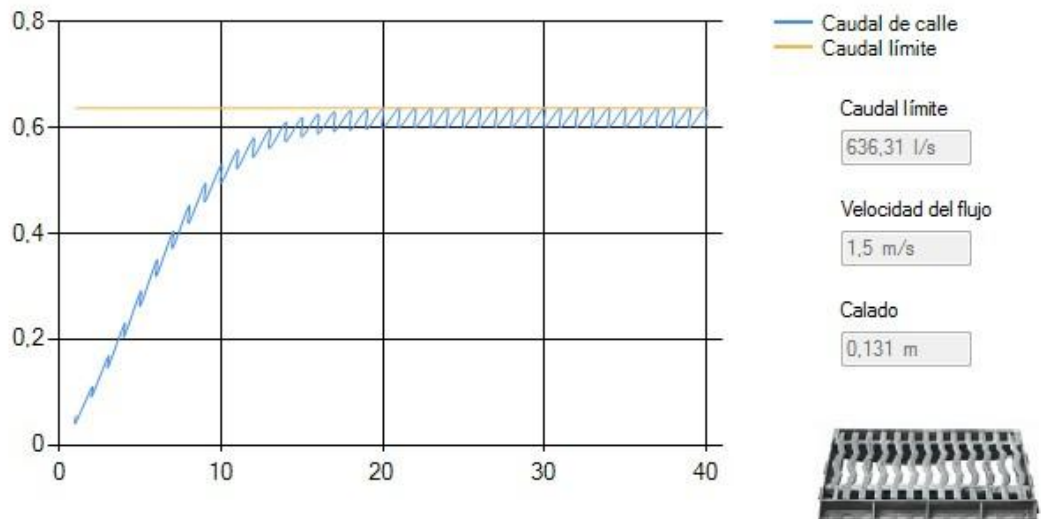
El espaciado óptimo de imbornales es: **34** metros



8.3.4 Modelo Ebro

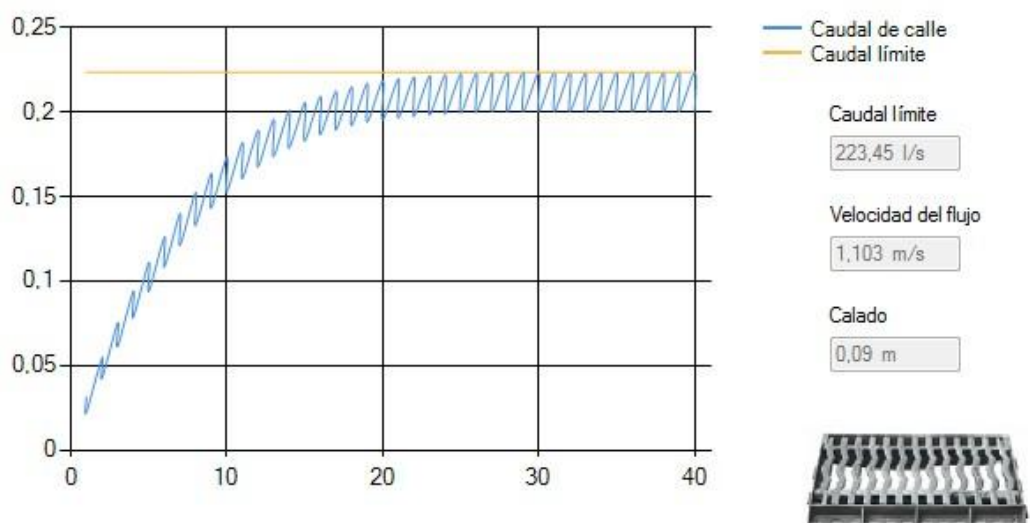
8.3.4.1 Calado máximo 15 cm

El espaciado óptimo de imbornales es: **344** metros



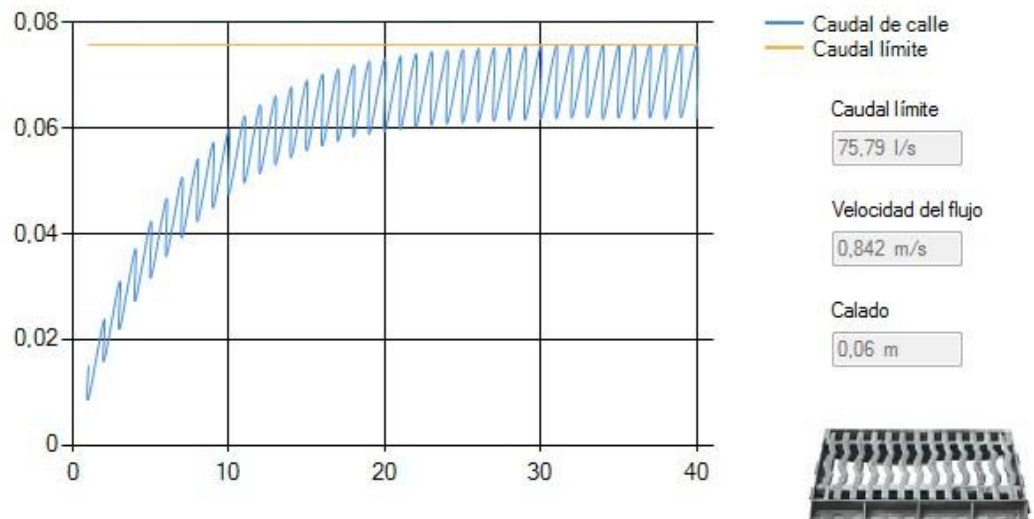
8.3.4.2 Calado máximo 9 cm

El espaciado óptimo de imbornales es: **87** metros



8.3.4.3 Calado máximo 6 cm

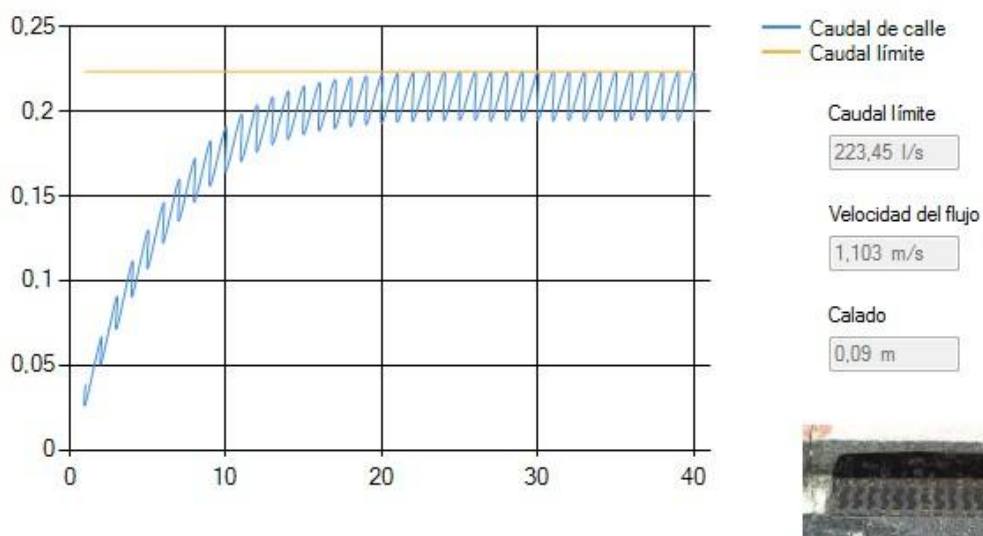
El espaciado óptimo de imbornales es: **38** metros



8.3.5 Modelo Ebro ventana lateral

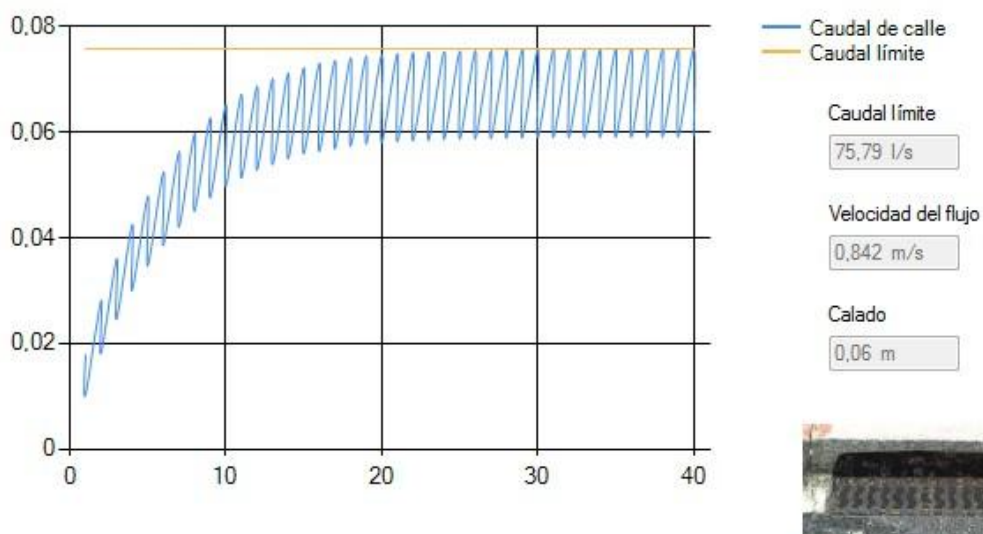
8.3.5.1 Calado máximo 9 cm

El espaciado óptimo de imbornales es: **106** metros



8.3.5.2 Calado máximo 6 cm

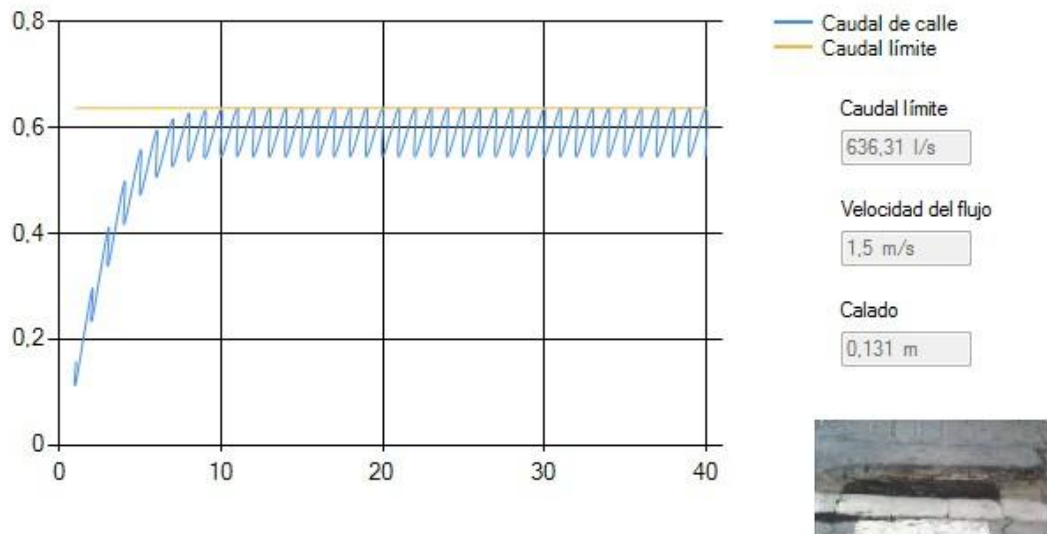
El espaciado óptimo de imbornales es: **46** metros



8.3.6 Ventana lateral

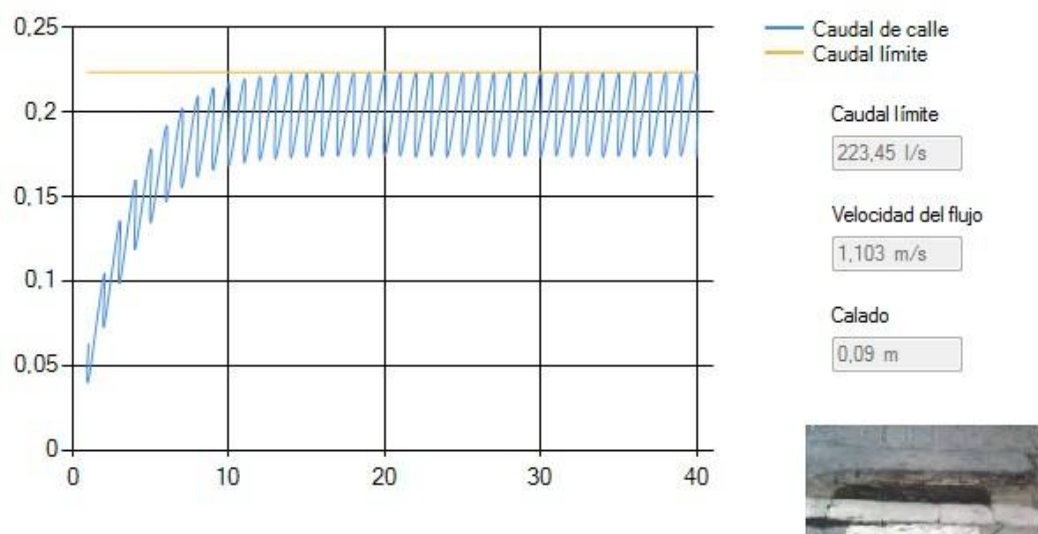
8.3.6.1 Calado máximo 15 cm

El espaciado óptimo de imbornales es: **786** metros



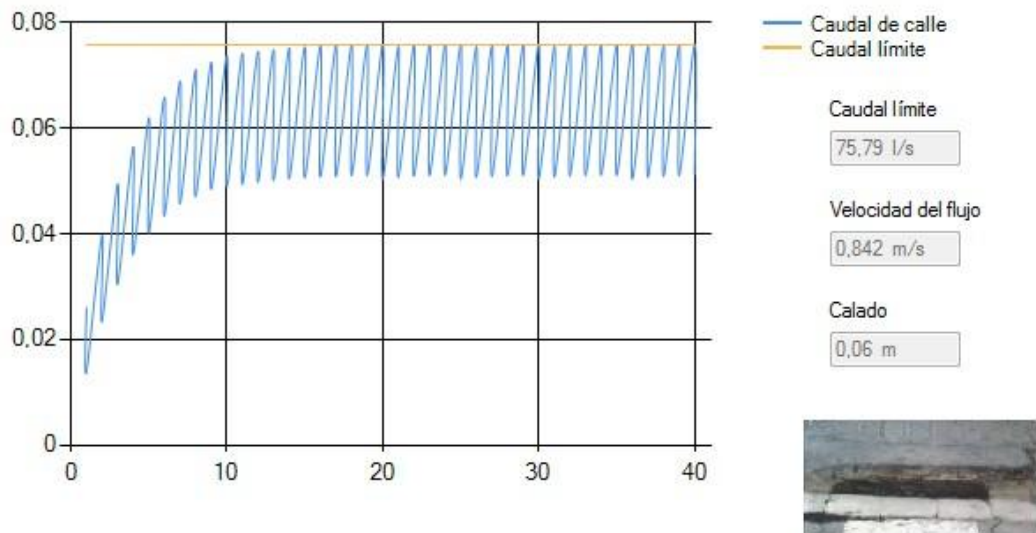
8.3.6.2 Calado máximo 9 cm

El espaciado óptimo de imbornales es: **172** metros



8.3.6.3 Calado máximo 6 cm

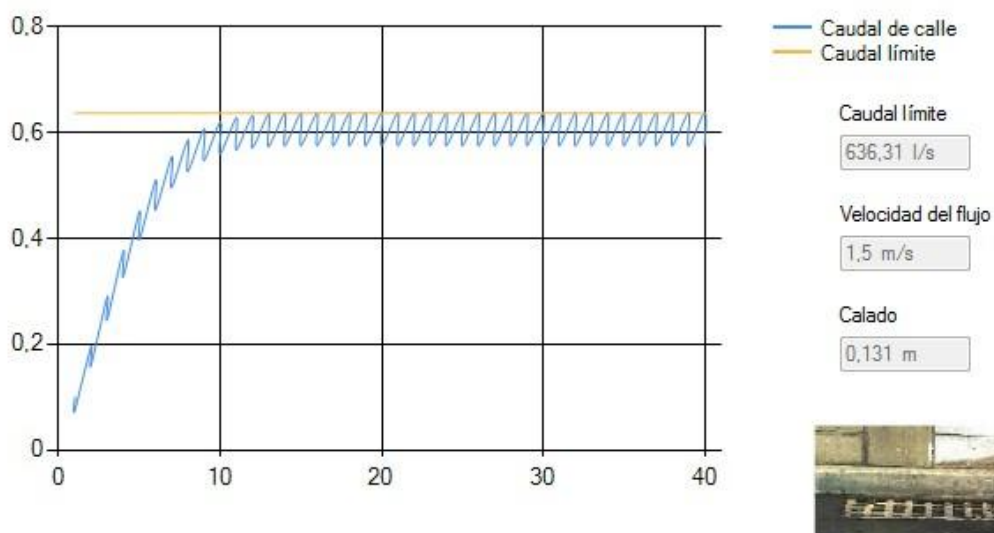
El espaciado óptimo de imbornales es: **67** metros



8.3.7 Reja interceptora

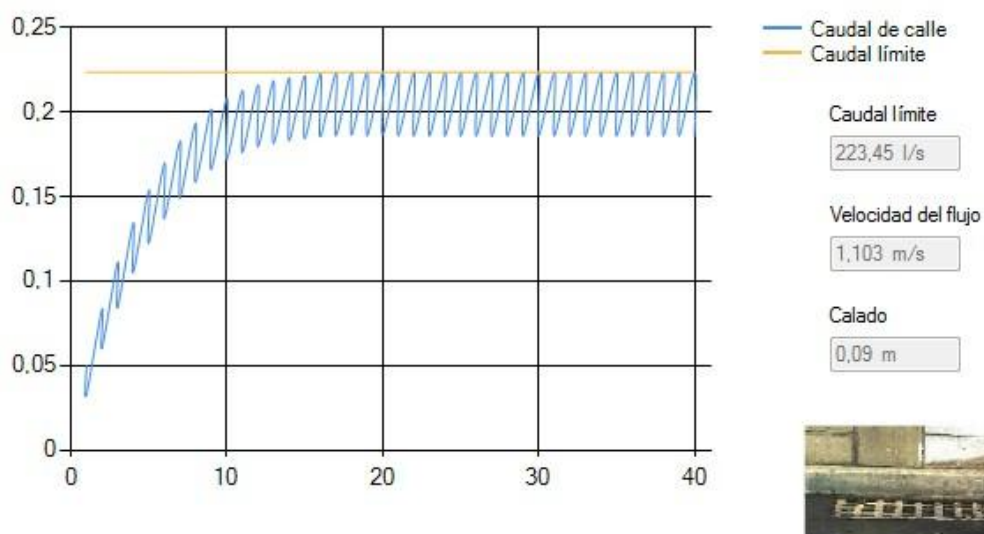
8.3.7.1 Calado máximo 15 cm

El espaciado óptimo de imbornales es: **559** metros



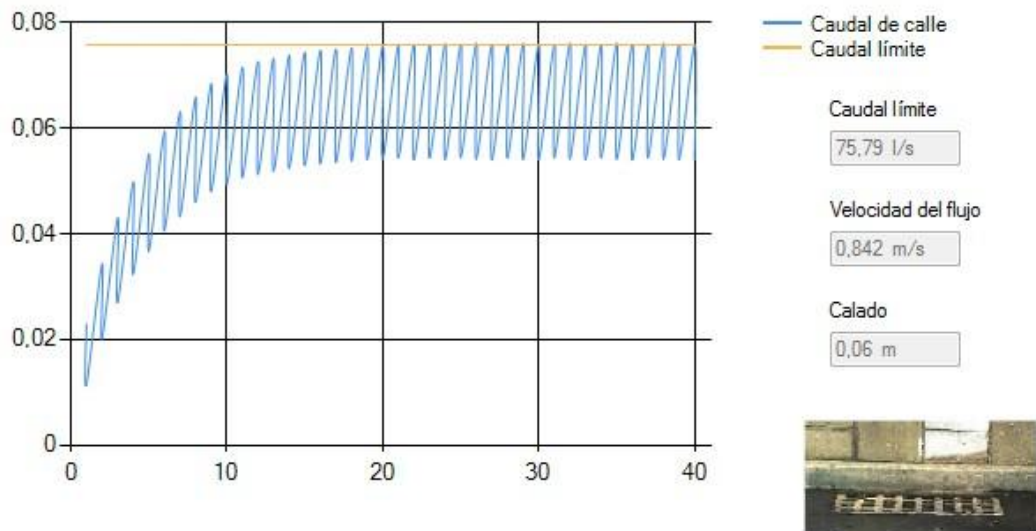
8.3.7.2 Calado máximo 9 cm

El espaciado óptimo de imbornales es: **137** metros



8.3.7.3 Calado máximo 6 cm

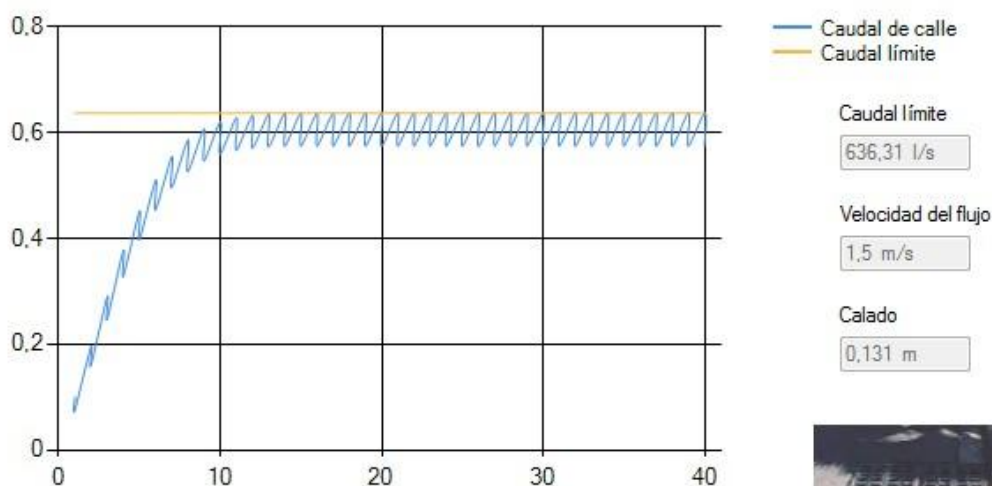
El espaciado óptimo de imbornales es: **59** metros



8.3.8 Doble interceptora

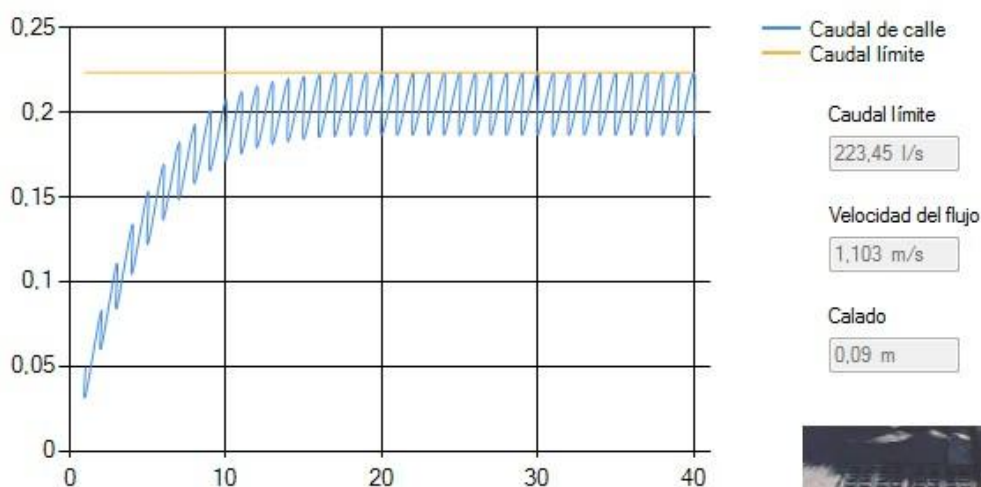
8.3.8.1 Calado máximo 15 cm

El espaciado óptimo de imbornales es: **559** metros



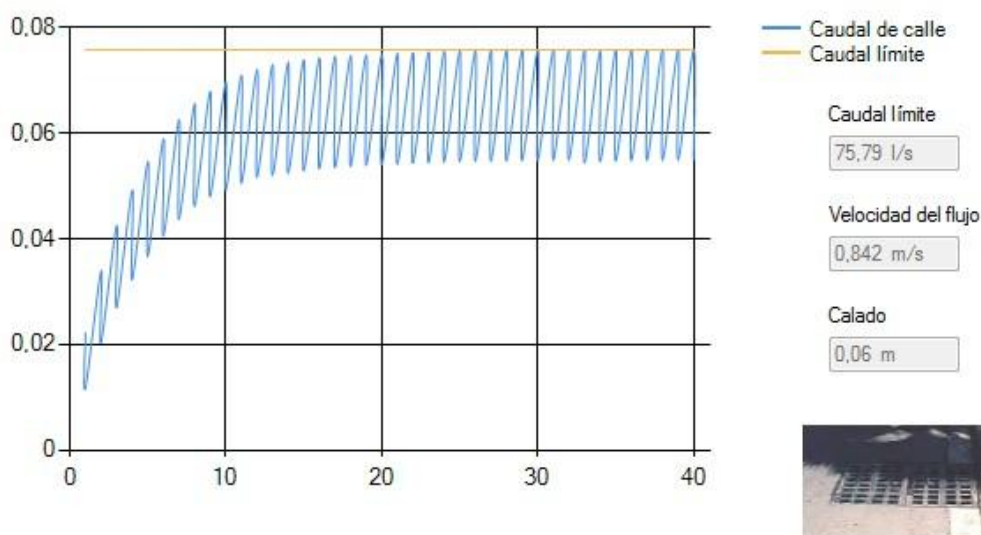
8.3.8.2 Calado máximo 9 cm

El espaciado óptimo de imbornales es: **135** metros



8.3.8.3 Calado máximo 6 cm

El espaciado óptimo de imbornales es: **57** metros



8.3.9 Tabla resumen

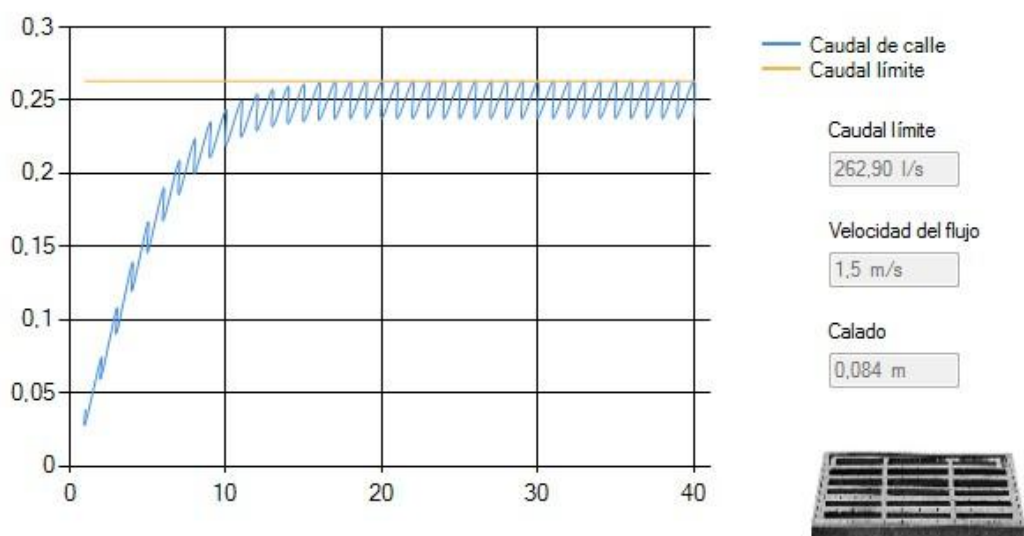
Tipo de Reja	Calado 15 cm	Calado 9 cm	Calado 6 cm
Modelo R-121	381 m	95 m	41 m
Modelo IMPU	317 m	78 m	35 m
Modelo E-25	320 m	79 m	34 m
Modelo Ebro	344 m	87 m	38 m
Modelo Ebro Ventana	786 m	172 m	67 m
Ventana lateral	- m	106 m	46 m
Reja interceptora	559 m	137 m	59 m
Interceptora doble	559 m	135 m	57 m

8.4 Variación del periodo de retorno

8.4.1 Modelo R-121

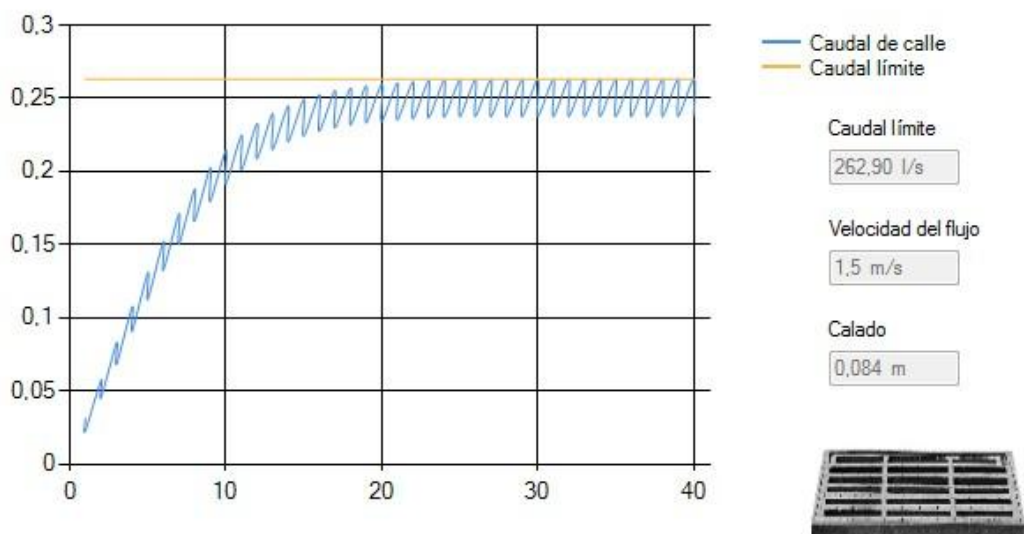
8.4.1.1 Periodo de retorno 2.33 años

El espaciado óptimo de imbornales es: **302** metros



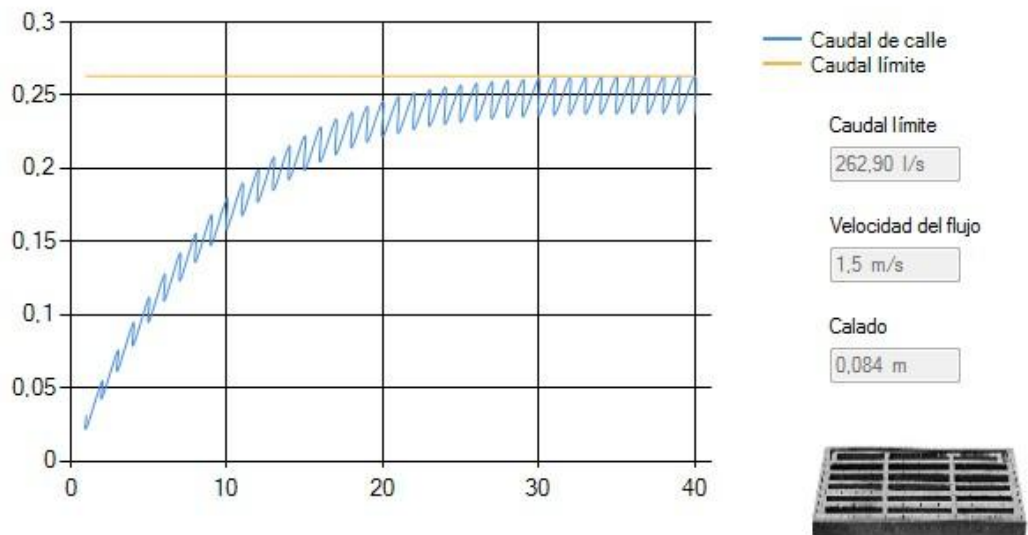
8.4.1.2 Periodo de retorno 5 años

El espaciado óptimo de imbornales es: **170** metros



8.4.1.3 Periodo de retorno 10 años

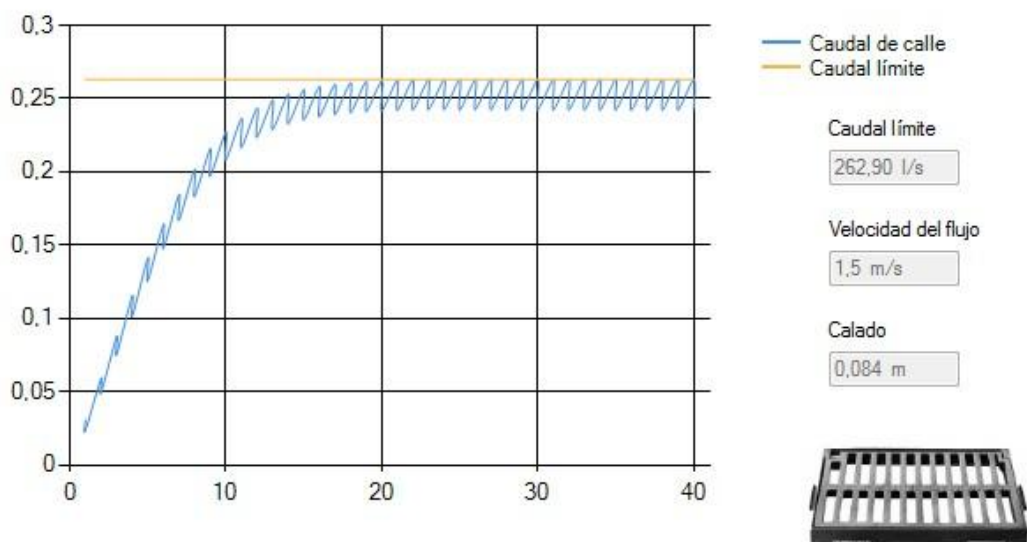
El espaciado óptimo de imbornales es: **87** metros



8.4.2 Modelo IMPU

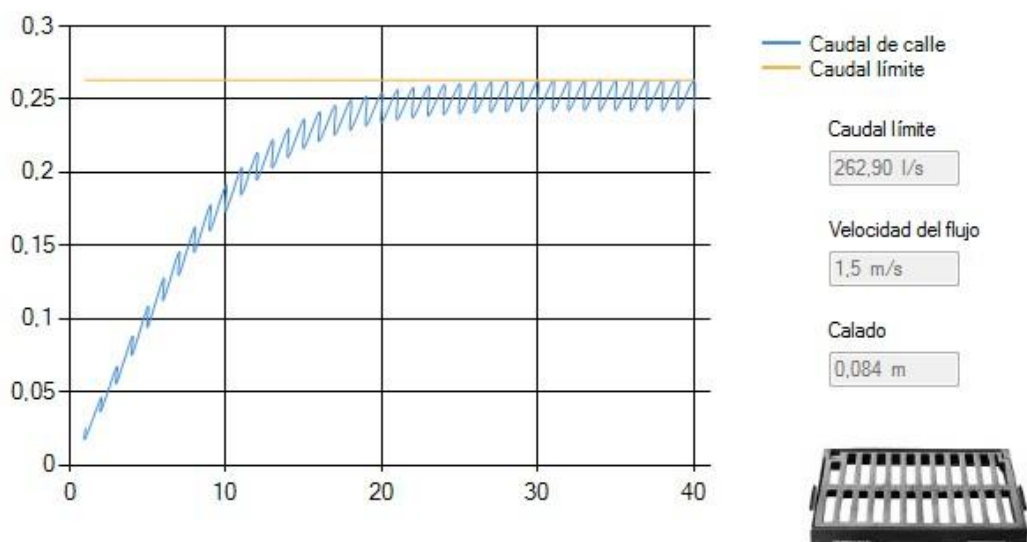
8.4.2.1 Periodo de retorno 2.33 años

El espaciado óptimo de imbornales es: **248** metros



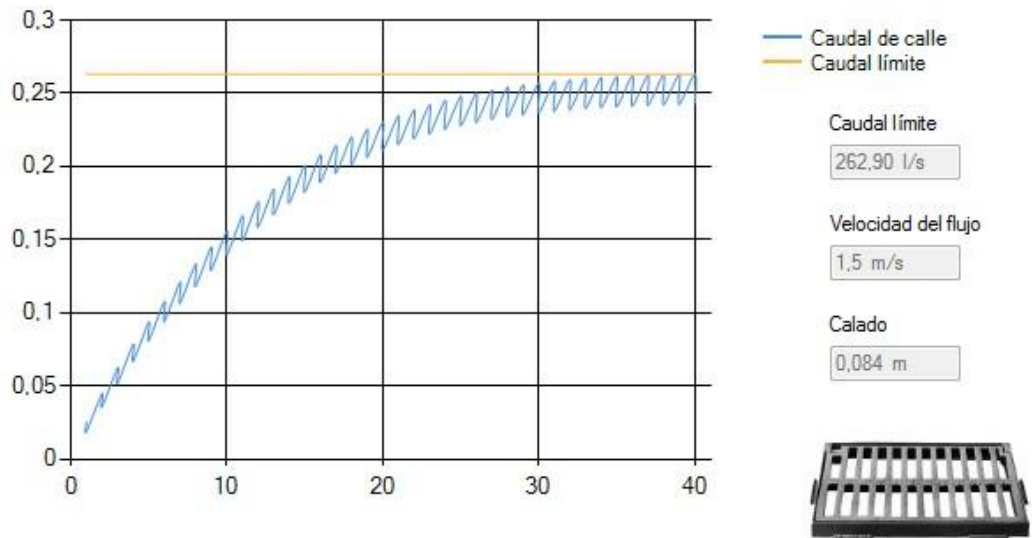
8.4.2.2 Periodo de retorno 5 años

El espaciado óptimo de imbornales es: **140** metros



8.4.2.3 Periodo de retorno 10 años

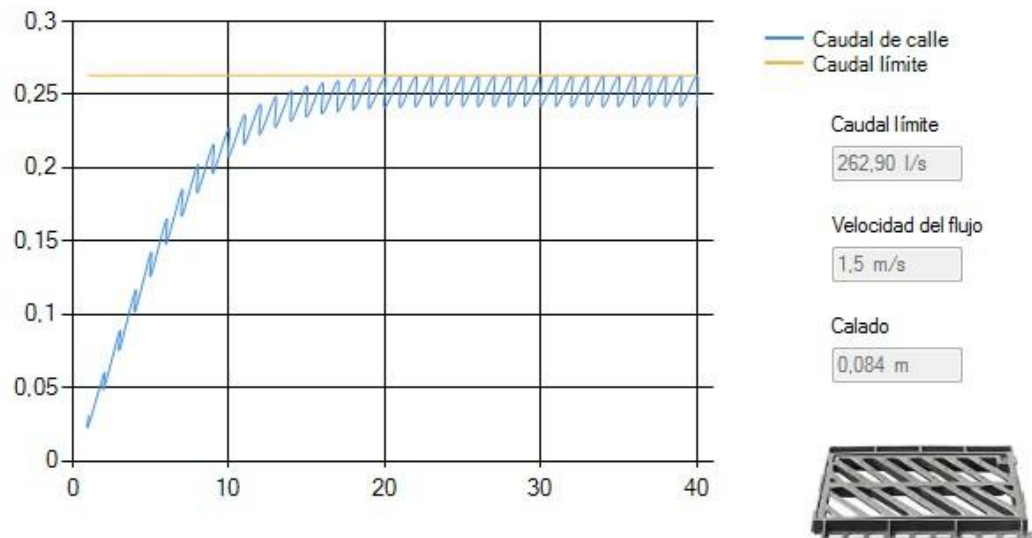
El espaciado óptimo de imbornales es: **71** metros



8.4.3 Modelo E-25

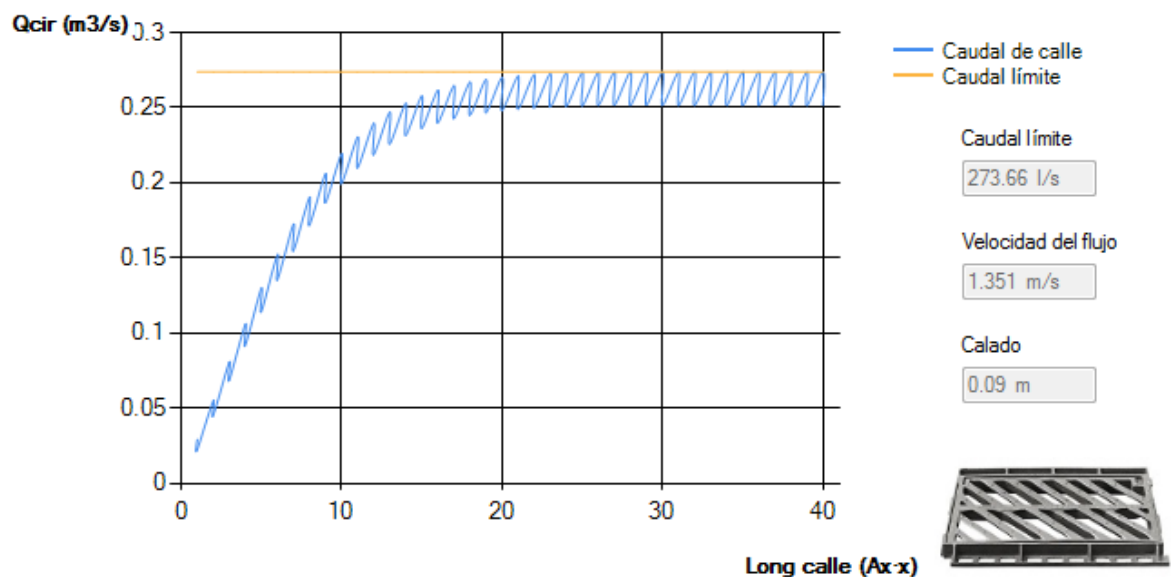
8.4.3.1 Período de retorno 2.33 años

El espaciado óptimo de imbornales es: **249** metros



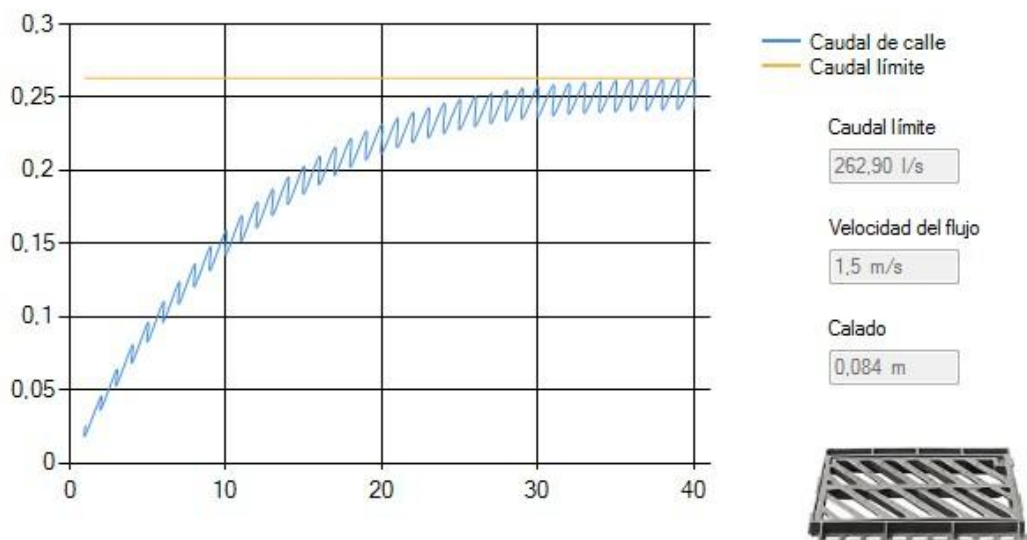
8.4.3.2 Período de retorno 5 años

El espaciado óptimo de imbornales es: **171** metros



8.4.3.3 Periodo de retorno 10 años

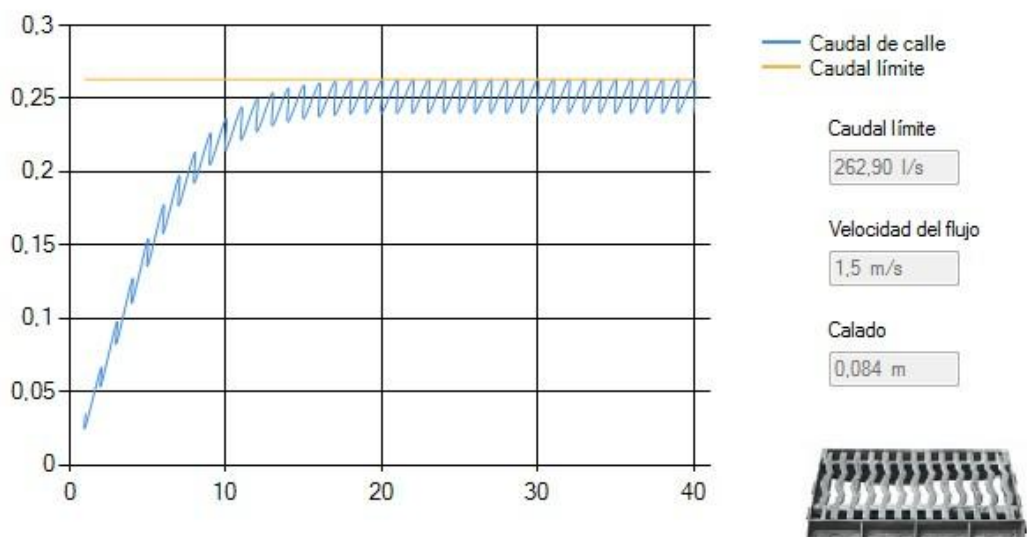
El espaciado óptimo de imbornales es: **72** metros



8.4.4 Modelo Ebro

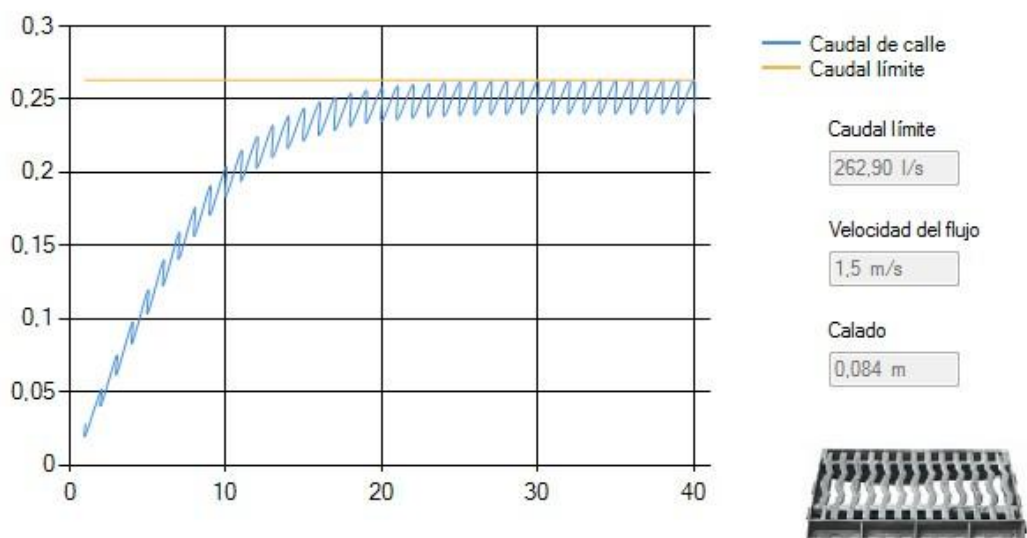
8.4.4.1 Periodo de retorno 2.33 años

El espaciado óptimo de imbornales es: **274** metros



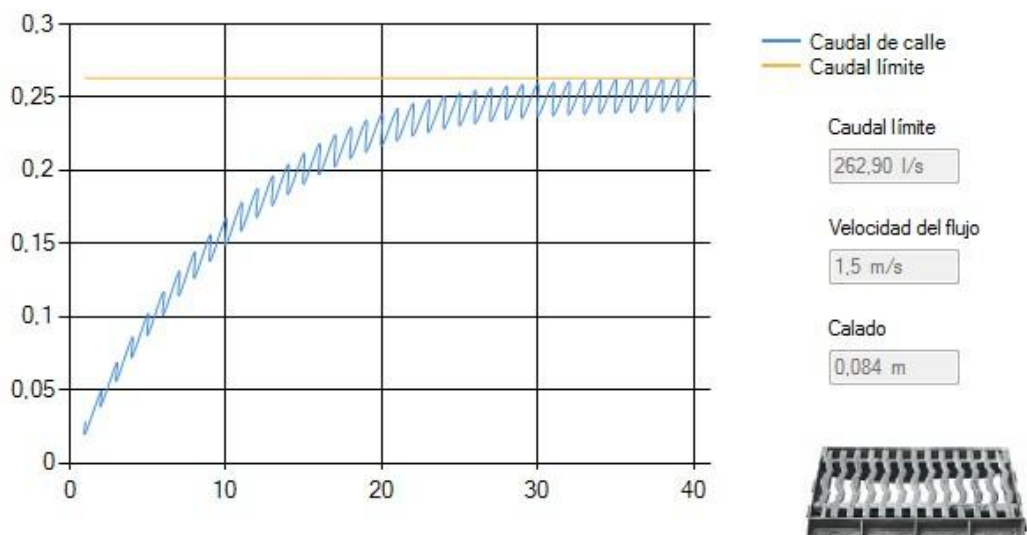
8.4.4.2 Periodo de retorno 5 años

El espaciado óptimo de imbornales es: **155** metros



8.4.4.3 Periodo de retorno 10 años

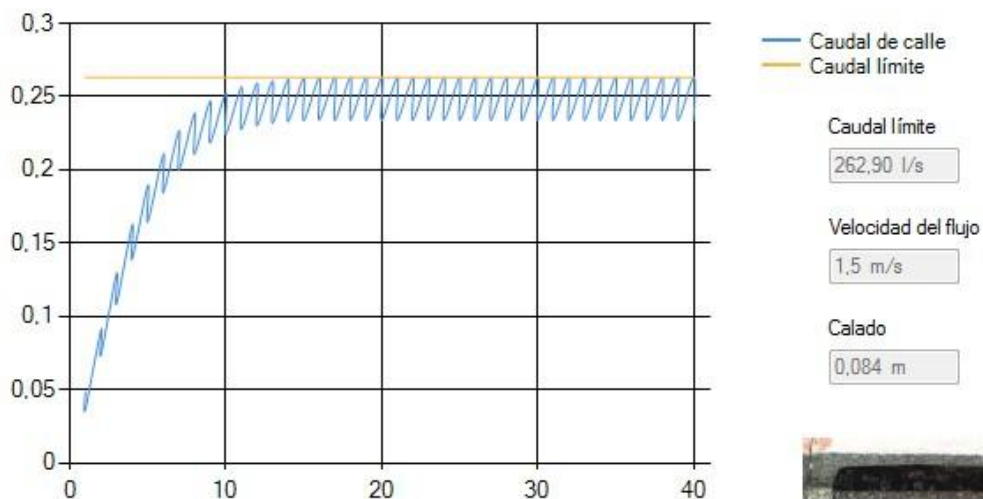
El espaciado óptimo de imbornales es: **79** metros



8.4.5 Modelo Ebro ventana lateral

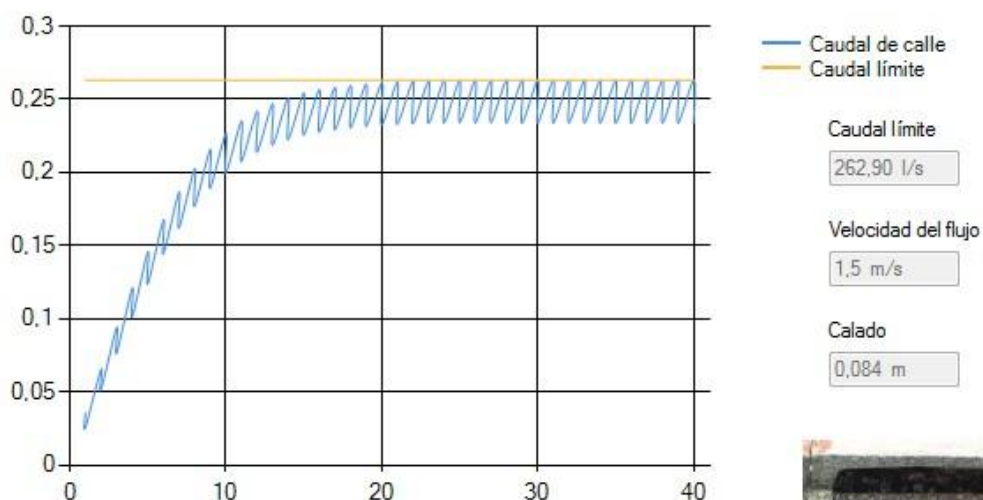
8.4.5.1 Periodo de retorno 2.33 años

El espaciado óptimo de imbornales es: **339** metros



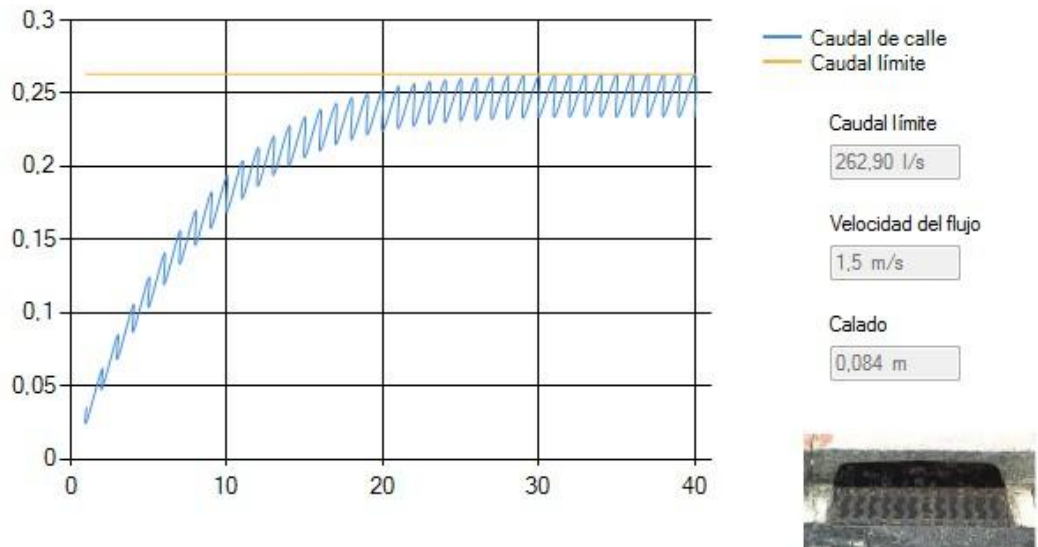
8.4.5.2 Periodo de retorno 5 años

El espaciado óptimo de imbornales es: **192** metros



8.4.5.3 Período de retorno 10 años

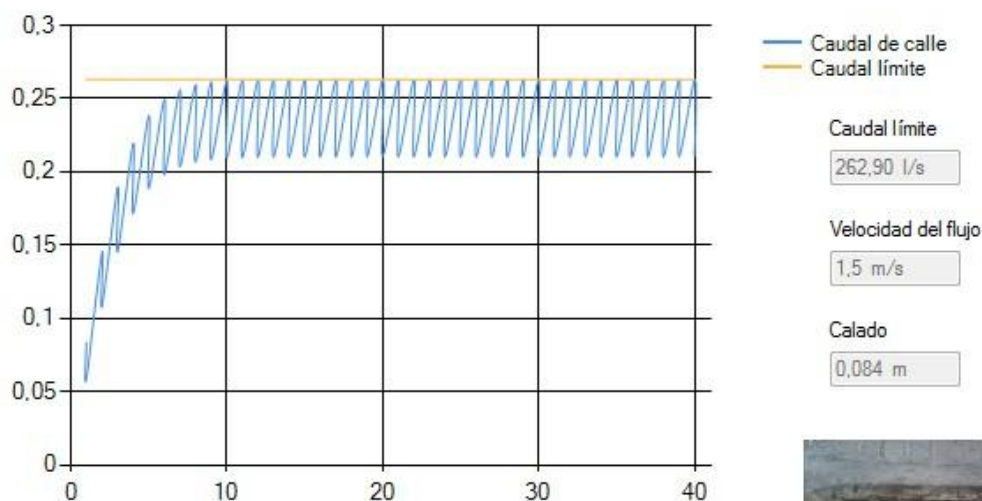
El espaciado óptimo de imbornales es: **98** metros



8.4.6 Ventana lateral

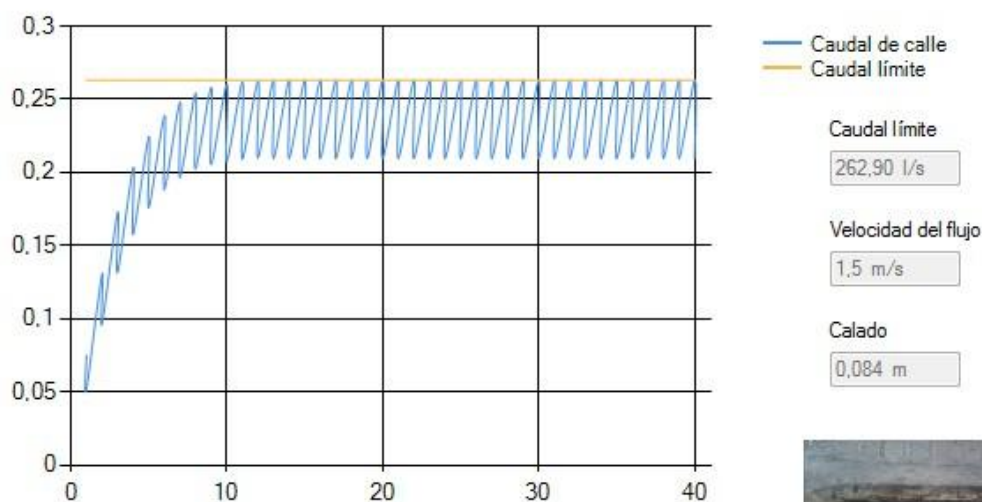
8.4.6.1 Período de retorno 2.33 años

El espaciado óptimo de imbornales es: **564** metros



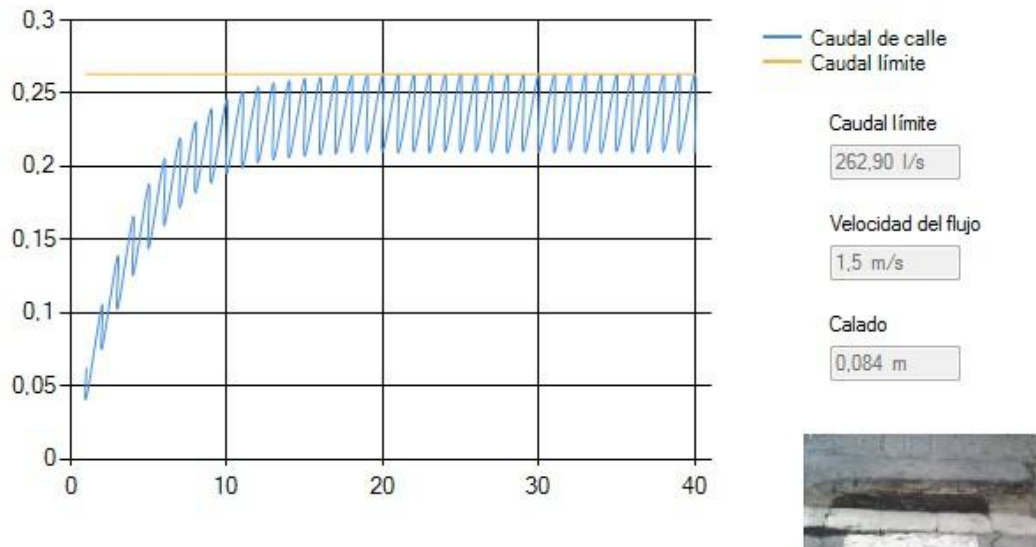
8.4.6.2 Período de retorno 5 años

El espaciado óptimo de imbornales es: **327** metros



8.4.6.3 Período de retorno 10 años

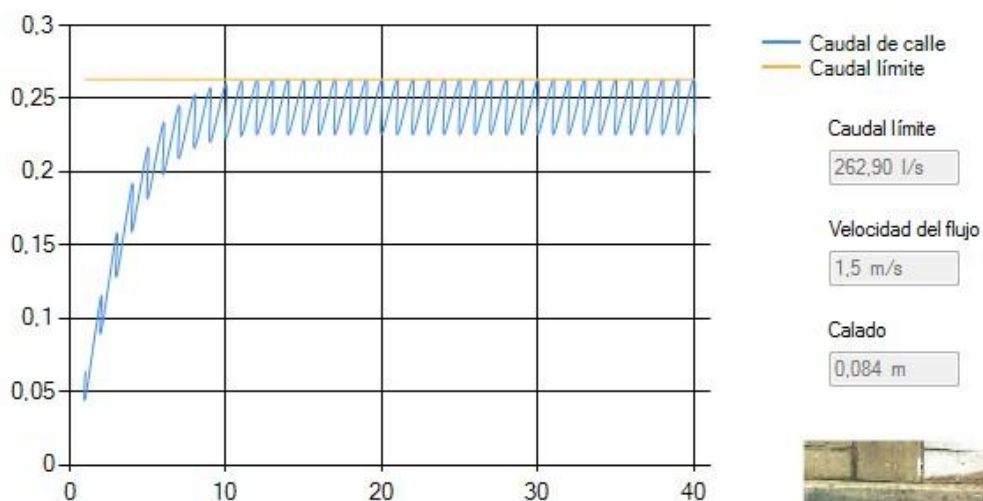
El espaciado óptimo de imbornales es: **171** metros



8.4.7 Reja interceptora

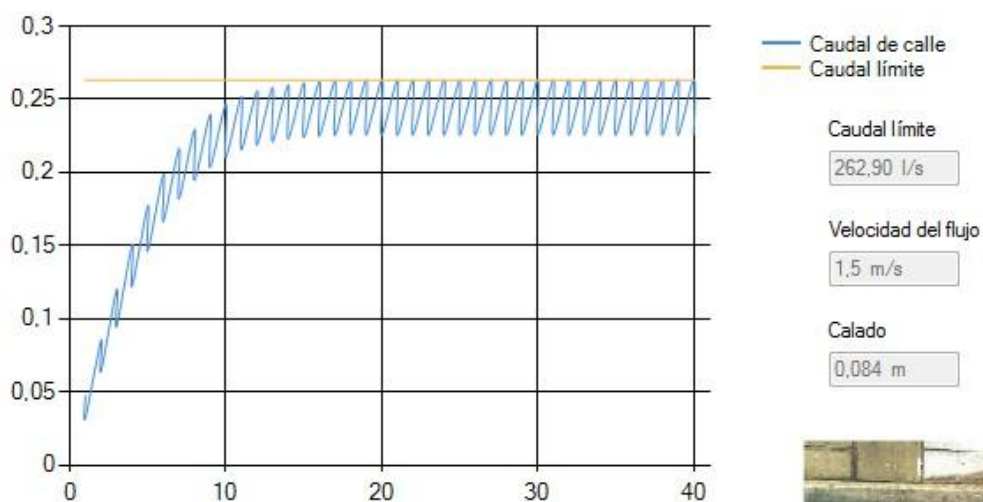
8.4.7.1 Periodo de retorno 2.33 años

El espaciado óptimo de imbornales es: **434** metros



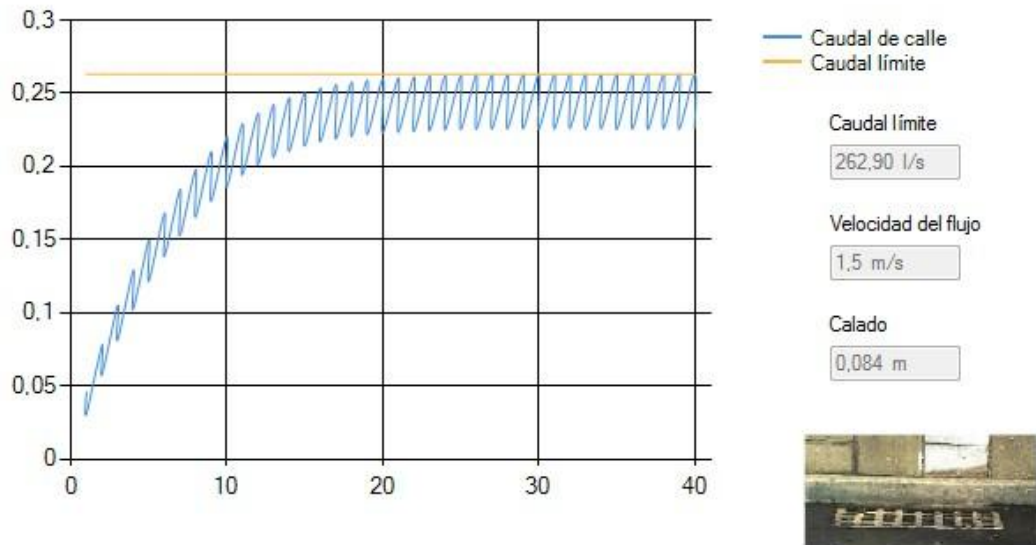
8.4.7.2 Periodo de retorno 5 años

El espaciado óptimo de imbornales es: **247** metros



8.4.7.3 Periodo de retorno 10 años

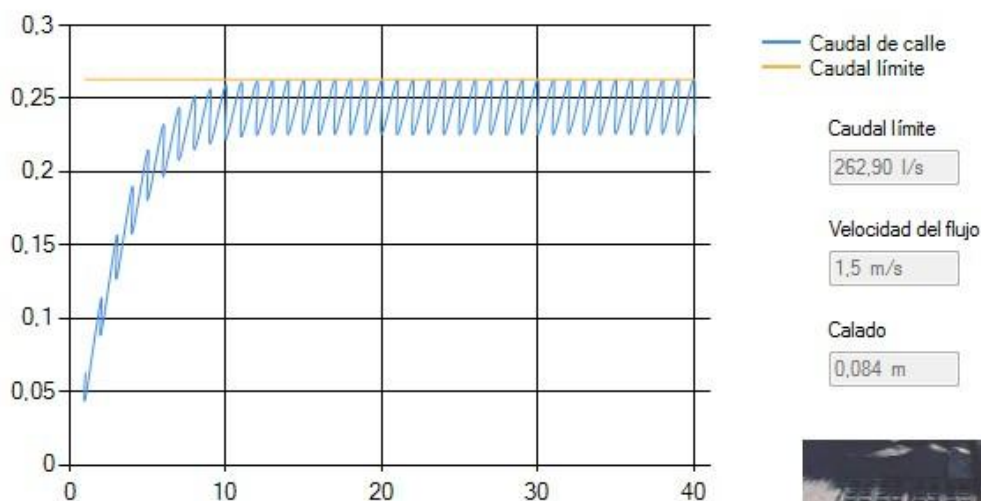
El espaciado óptimo de imbornales es: **126** metros



8.4.8 Doble interceptora

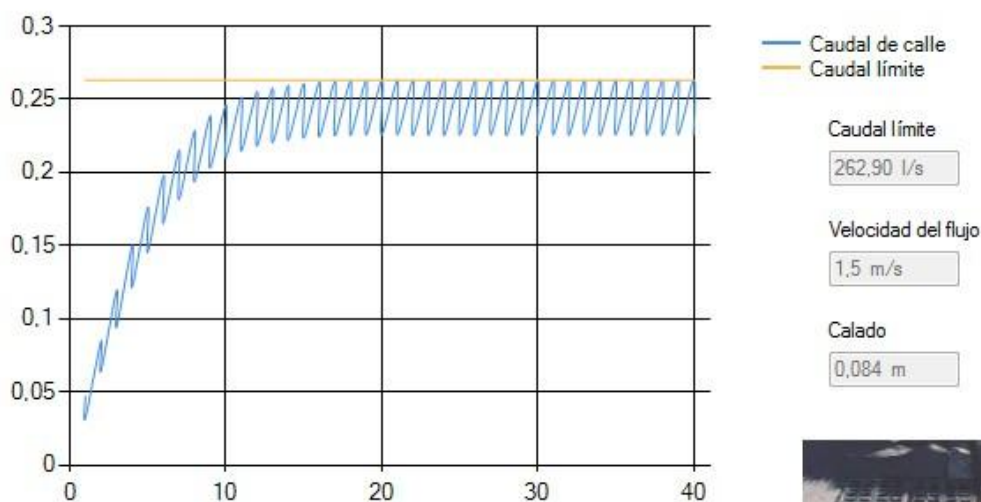
8.4.8.1 Periodo de retorno 2.33 años

El espaciado óptimo de imbornales es: **429** metros



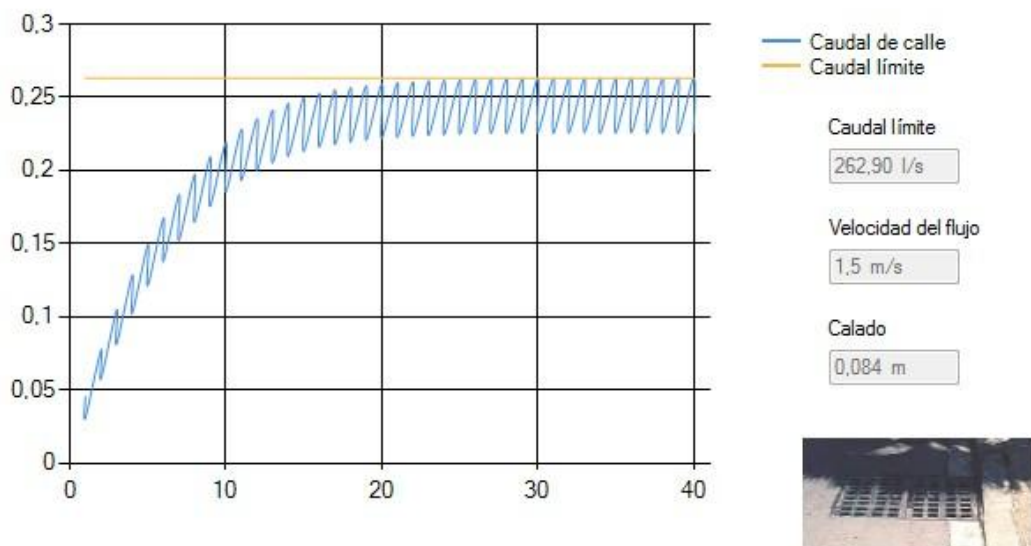
8.4.8.2 Periodo de retorno 5 años

El espaciado óptimo de imbornales es: **245** metros



8.4.8.3 Período de retorno 10 años

El espaciado óptimo de imbornales es: **126 metros**



8.4.9 Tabla resumen

Tipo de Reja	T = 2.33	T = 5	T = 10
Modelo R-121	302 m	170 m	87 m
Modelo IMPU	248 m	140 m	71 m
Modelo E-25	249 m	141 m	72 m
Modelo Ebro	274 m	155 m	79 m
Modelo Ebro Ventana	339 m	192 m	98 m
Ventana lateral	564 m	327 m	171 m
Reja interceptora	434 m	247 m	126 m
Interceptora doble	429 m	245 m	126 m

La ventana numero 2, tiene por nombre **Geometría de la calle** ofrece la posibilidad de seleccionar entre dos tipos de geometría estándar en ciudad. Estas son la sección tipo Gutter que es la sección más común constituida por calzada bordillo acera. La otra sección posible es la sección tipo "V". Esta es una sección más difícil de encontrar pero en determinados puntos de la ciudad es posible sobre todo en zonas más antiguas es frecuente. En esta los imbornales se disponen en el centro de la calzada.

Esta ventana también es la encargada de recoger los diferentes parámetros hidráulicos de la calle, así como los parámetros geométricos que la definen, anchos, pendientes, etc.... En ésta no se realiza ningún tipo de cálculo simplemente se trata de recoger información a utilizar posteriormente.

Figura 6-9. Ventana 2 de la herramienta propuesta, **Geometría de la calle**

Referencias Bibliográficas

Chow, V.T. (1964), Applied Hydrology. McGraw-Hill, New York

Gomez, M et al. (2008), Curso de Hidrología Urbana, Ed. Alfambra, Barcelona

Gomez, M et al. (2001), Definición de criterios de riesgo para flujo de calles. Análisis del espaciamiento para rejillas e imbornales utilizados en la ciudad de Barcelona. Estudio realizado en la ETSECCPB a petición de CLABSA

Martínez, P. (2000) Estudio de eficacia de la captación de rejillas, y criterios de ubicación en viales urbanos. Tesina de especialitat de la ETSECCPB-UPC

Nanía, L. S. y Gómez, M. (2004), Ingeniería Hidrológica. Grupo Editorial Universitario. Granada

García, V. (2008), Modelo de ayuda a la decisión para el diseño de un sistema de captación en medio urbano, Tesina de especialitat de la ETSECCPB-UPC